

Kyösti Tölli

# **PILARIANTURAN GEO- JA RAKENNE- TEKNINEN MITOITUS**

Rakennetun ympäristön tiedekunta  
Diplomityö  
Huhtikuu 2019

# TIIVISTELMÄ

Kyösti Tölli: Pilarianturan geo- ja rakennetekninen mitoitus  
Diplomityö  
Tampereen yliopisto  
Rakennustekniikka, DI  
Huhtikuu 2019

---

Pilarianturan geo- ja rakennetekninen mitoitus on olennainen osa rakennesuunnitelmien kokonaisuutta. Mitoittajalla tulee olla vahva tietämys sekä geotekniikasta että rakennemitoituksesta. Tämän työn tarkoituksena oli kehittää laskentapohja, jonka perusteella mitoitus voidaan suorittaa luotettavasti ja nopeasti. Työn ohjaajina toimivat professori Tim Länsivaara ja tekniikan tohtori Olli Kerokoski Tampereen yliopistosta.

Työssä esitettiin geoteknisen kantavuuden määrittäminen maanvaraiselle pilarianturalle sekä anturan murto- ja käyttörajatilamitoitus. Anturan geoteknisen kantavuuden ja kaatumisvarmuuden määrittäminen suoritettiin standardin SFS-EN 1997+NA mukaisesti. Painumien arviointi ja laskeminen rajattiin työn ulkopuolelle. Työssä havaittiin, että kaatumisvarmuuden mitoitushjeet ovat muuttuneet usein lyhyen ajan sisällä. Liikenneviraston voimassa olevassa Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI 7 -ohjeessa EQU-rajatila käsitellään eurokoodin mukaisesti. Tällöin anturan alapuolisen maan lujuudella ei ole merkitystä rajatilan toteutumisen kannalta ja anturan kaatumiskiirtopiste sijaitsee anturan reunassa. Työssä päädyttiin kuitenkin rajoittamaan EQU-rajatilan kuormilla muodostuvaa epäkeskisyyttä, jotta saataisiin lisävarmuutta kaatumisen suhteen.

Lisäksi työssä käsiteltiin joitakin oleellisia geoteknisessä mitoituksessa huomioitavia asioita kallionvaraisista ja maanvaraisista perustuksista. Kantavuuteen vaikuttavia asioita ovat muun muassa perustuksien välinen korkeusero ja etäisyys, pohjaveden pinnan korkeus, anturan kaltevuus ja anturaa ympäröivän maan kaltevuus. Kulmakiertymien ja louhintatärinöiden hallinnan kannalta on helpompaa, jos rakennus on perustettu murskearinnan varaan.

Anturan rakennetekninen mitoitus suoritettiin pääasiassa standardin SFS-EN 1992-1-1+NA mukaisesti. Työssä käsiteltiin lävistysmitoitusta standardin SFS-EN 1992-1-1+NA, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan by211 osa 2 sekä RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohjeen by61 mukaisesti. Tutkimuksessa tehtyjen vertailulaskemien ja FEM-laskelmien perusteella todettiin, että lävistysmitoitus on turvallisempaa suorittaa kumotun Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaisesti. Tutkimuksen aikana selvisi, että eurokoodien päivittyessä lävistysmitoitus tulee muuttumaan nykyiseen verrattuna. Uudistettua lävistysmitoitustapaa odotellessa voidaan edelleen käyttää varmalle puolelle johtavaa Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaista mitoitustapaa.

Avainsanat: pilariantura, geotekninen mitoitus, rakennetekninen mitoitus, kaatumisvarmuus, lävistys

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

# ABSTRACT

Kyösti Tölli: Geotechnical and structural design of column footing  
Master of Science Thesis  
Tampere University  
Structural Engineering  
April 2019

---

Geotechnical and structural design of a column footing is an essential part of entirety of the construction plans. The design engineer needs to have strong knowledge of both geotechnical engineering and structural design. The purpose of this thesis was to develop the calculation model on which basis the dimensioning can be performed fast and reliably. Professor Tim Lämsivaara and Doctor of Science (technology) Olli Kerokoski from Tampere University were supervisors in this study.

Both the determination of the geotechnical carrying capacity for column footing and dimensioning of ultimate limit state and serviceability limit state were presented in the study. The geotechnical carrying capacity and the determination of stability against tilting were performed according to the standard SFS-EN 1997+NA. The evaluation and calculation of the settlements were excluded from this study. It was noticed in this study that the instructions for dimensioning of stability against tilting have often changed within a short period of time. In the valid instruction "Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu- NCCI 7 Liikenneviraston ohje" EQU limit state calculation is considered according to the eurocode. In that case the firmness of the soil layers under the column footing is not significant for actualization of the limit state, and rotation point of tilting locates at the edge of column footing. However, it was concluded in this study to restrict the eccentricity forming at loads of EQU limit state to obtain additional certainty concerning the tilting.

Furthermore, some essential points of rock-supported and ground-supported column footings taking into account in the geotechnical dimensioning were considered in the study. Issues which affect the geotechnical carrying capacity are, among others, the difference in altitude and distance between column footings, groundwater level, inclination of the column footing and slope of soil surrounding the column footing. It is easier from the point of view of the control of corner twists and quarrying vibrations if the foundation of building is on the crushed aggregate gravel bedding.

The dimensioning of structural design of the column footing was based mainly on SFS-EN 1992-1-1+NA. The punching dimensioning was discussed according to SFS-EN 1992-1-1+NA, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja by211 part 2 and RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje by61. Based on the comparison calculations performed and the FEM calculations it was found in this study that it is safer to perform the punching dimensioning according to the part B4 presented in the Finland's overturned building regulations. During the study it was found that the punching dimensioning will be changed compared to the present when the eurocodes are updated. While waiting for the punching dimensioning to be updated, the dimensioning from the part B4 of the Finland's building regulations which are on the safe side can be still used.

Keywords: column footing, geotechnical design, structural design, stability against tilting, punching

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on laadittu Suunnittelu Laukka Oy:n toimeksiannosta. Tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää maanvaraisten pilarianturoiden mitoituksen periaatteita. Yrityksen käyttöön luotiin Excel-taulukkolaskentaohjelmalla tehtyjä laskentapohjia jokapäiväiseen suunnittelutyöhön.

Suuret kiitokset tahdon osoittaa tekniikan tohtori Olli Kerokoskelle työn ohjauksesta ja tarkastamisesta. Tahdon kiittää myös työn toista tarkastajaa professori Tim Länsivaaraa. Kiitokset myös Suunnittelu Laukka Oy:n Heikki Ainasojalle sekä muille yrityksen työntekijöille. Erityisen isot kiitokset tahdon osoittaa kotiväelle ja ystäville, jotka ovat tukenet ja kannustaneet runsaasti minua opintojeni aikana.

Nivalassa, 5.4.2019

Kyösti Tölli

# SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
1.1	Tutkimuksen tausta .....	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet .....	2
1.3	Tutkimuksen rajaukset .....	2
2.	SUUNNITTELUN PERUSTEET .....	4
2.1	Seuraamus- ja luotettavuusluokat .....	4
2.2	Geotekniset luokat .....	5
2.3	Kuormat ja kuormitusyhdistelmät .....	5
3.	GEOTEKNINEN MITOITUS .....	7
3.1	Mitoitustavat .....	7
3.2	Osavarmuusluvut ja mitoitus ehdot .....	8
3.3	Kantokestävyyden mitoitusarvo avoimissa olosuhteissa .....	10
3.4	Liukumiskestävyys avoimissa olosuhteissa .....	12
3.5	Voimakkaasti epäkeskiset kuormat .....	12
3.6	Yhteen veto mitoitusprosessista STR/GEO .....	13
3.7	Staattisen tasapainon osoittaminen .....	14
3.8	Murtorajatilan EQU tarkastelu murskekerroksen varaan perustetussa anturassa .....	15
3.9	Mitoitustapojen DA2 ja DA2* arviointi .....	18
4.	PERUSTAMISOLOSUHTEET .....	19
4.1	Kallionvaraiset perustukset .....	19
4.2	Kallionvaraisten perustuksien välinen korkeusero .....	20
4.3	Kallionvaraisten perustuksien ankkurointi .....	20
4.4	Lisähuomioita .....	21
4.5	Kantokestävyys STR/GEO kallionvaraisissa perustuksissa .....	21
4.6	Maanvarainen perustaminen .....	21
4.7	Maanvaraisten perustuksien välinen korkeusero .....	22
4.8	Kapillaarikatko ja arinakerros .....	22
4.9	Pohjaveden vaikutus kantavuuteen .....	23
4.10	Kaltevan maanpinnan vaikutus kantavuuteen .....	24
5.	RAKENNETEKNINEN MITOITUS .....	27
5.1	Betonin ja teräksen materiaaliominaisuudet .....	27
5.2	Osavarmuus ja lujuus .....	29
5.3	Betonipeite ja säilyvyys .....	29
5.4	Taivutetun poikkileikkauksen mitoitus .....	31
5.5	Mitoittava pohjapaine murtorajatilassa .....	36
5.6	Mitoittavat taivutusmomentit murtorajatilassa .....	37
5.7	Ankkurointimitoitus .....	38
5.8	Kallionvarainen pilariantura .....	41
5.9	Anturoiden rakennetekninen käyttörajatilamitoitus .....	41

5.10	Jännitysten rajoittaminen.....	42
5.11	Halkeilun rajoittaminen.....	42
5.12	Pohjapainejakauma käyttöraja-tilamitoituksessa.....	45
6.	PILARIANTURAN LÄVISTYSMITOITUS.....	47
6.1	Lävistyminen standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan .....	47
6.2	Lävistyminen Betonirakenteiden oppikirja by211 osa 2 mukaan .....	54
6.3	Lävistyminen RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje by61 mukaan.....	56
6.4	Josef Heggerin tutkimustuloksia lävistymisestä .....	58
7.	VERTAILULASKELMIA.....	62
7.1	Perustamissyvyyden ja kitkakulman vaikutus anturan kantavuuteen mitoitustavoilla DA2 ja DA2* .....	62
7.2	Lävistyskapasiteetti eri mitoitustavoilla.....	65
7.3	FEM-tarkasteluita lävistyksen suhteen.....	67
7.4	Johtopäätökset lävistymisestä .....	79
8.	YHTEENVETO .....	80
	LÄHTEET.....	82

## LIITE A: PILARIANTURA MITOITUSTAVALLA DA2

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

DA	Design Approach
RakMK	Suomen rakentamismääräyskokoelma

### *Latinalaiset pienet kirjaimet*

$a$	reunaetäisyys
$a_l$	etäisyys pilarin reunasta anturan reunaan
$c$	pilarin halkaisija
$c'$	tehokas koheesio
$c_{min}$	betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,dur}$	betonipeitteen vähimmäisarvo rasitusluokan mukaan
$c_{nom}$	betonipeitteen nimellisarvo
$d$	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$e$	kuorman epäkeskisyys
$f_{bd}$	betonin tartuntalujuuden mitoitusarvo
$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	betonin lieriöpuristuslujuuden ominaisarvo
$f_{ck,cube}$	betonin kuutiopuristuslujuuden ominaisarvo
$f_{ctd}$	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuus
$f_{ctd}$	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_t$	betoniteräksen vetolujuus
$f_{yd}$	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{ywd}$	leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
$h$	poikkileikkauksen korkeus
$l_{b,rqd}$	ankkurointipituuden perusarvo
$s_r$	leikkausraudoituskehien säteittäinen väli
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
$u$	lävistysmitoituksen perustustarkistuspiirin pituus
$z$	poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
$w_k$	halkeamaleveys
$w_{max}$	halkeamaleveyden maksimiarvo

### *Latilaiset isot kirjaimet*

$A$	perustuksen pohjan pinta-ala
$A'$	tehokas pinta-ala
$A_s$	raudoituksen poikki-pinta-ala
$A_{s,min}$	vähimmäisraudoituksen poikki-pinta-ala
$A_{sw}$	leikkausraudoituksen poikki-pinta-ala
$B$	perustuksen leveys
$B'$	perustuksen tehokas leveys
$D$	perustamissyvyys
$E_{cm}$	betonin sekanttmoduuli
$E_{cd}$	betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
$E_d$	kuormien vaikutusten mitoitusarvo
$E_{dst:d}$	kaatavien kuormien vaikutusarvo
$E_s$	teräksen kimmokertoimen mitoitusarvo

$E_{stb:d}$	vakauttavien kuormien vaikutusarvo
$F_b$	raudoituksen tartuntavoima
$F_c$	puristusvoiman resultantti
$F_s$	vetovoiman resultantti
$H_d$	vaakasuorien kuormien resultantin mitoitusarvo
$K_{FI}$	kuormien korotuskerroin, joka riippuu seuraamusluokasta
$L$	perustuksen pituus
$L'$	perustuksen tehokas pituus
$M_{Ed}$	taivutusmomentin mitoitusarvo
$N_{Ed}$	normaalivoiman mitoitusarvo
$R_d$	kestävyys mitoitusarvo
$R_k$	kestävyyden ominaisarvo
$V_d$	pystykuorman mitoitusarvo
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyden mitoitussarvo
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd}$	leikkauskestävyyden mitoitusarvo

### ***Kreikkalaiset kirjaimet***

$\alpha$	perustuksen pohjan kaltevuus vaakatason suhteen
$\beta$	maapinnan kaltevuuskulma vaakatasoon nähden
$\varepsilon_c$	betonin puristuma
$\varepsilon_{cm}$	keskimääräinen venymä halkeamien välillä
$\varepsilon_{cu}$	betonin murtopuristuma
$\varepsilon_{uk}$	betoniteräksen suurinta voimaa vastaava venymän ominaisarvo
$\lambda$	tehollinen korkeus
$\eta$	tehollinen lujuus
$\mu$	suhteellinen momentti
$\rho$	geometrinen raudoitussuhde
$\rho_x \rho_y$	akselien suuntaisesti raudoituksen suhteellinen teräsmäärä
$\gamma_i$	kuorman, materiaalin tai kestävyyden osavarmuusluku
$\gamma$	maan tilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella
$\gamma'$	maan tehollinen tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella
$\sigma_{gd}$	pohjapaine
$\varphi'$	maan tehokas leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)
$\omega$	mekaaninen raudoitussuhde
$\phi$	betoniteräksen halkaisija



# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Perustukset ovat keskeinen osa rakentamista, sillä niiden välityksellä siirretään vaaka- ja pystykuormat maaperän kannettavaksi. Maanvarainen pilariantura on yksi yleisimmistä perustumistavoista.

Tutkimuksessa perehdytään kirjallisuuskatsauksen muodossa pilarianturoiden geo- ja rakenneteknisen mitoituksen teoriaan, laskentamallien eroihin ja käytössä oleviin ratkaisuihin. Teoriaosuuden lisäksi työhön liittyy laskentapohjien laatiminen Excel-taulukkolaskentaohjelmalla kyseessä olevista rakenneosista Suunnittelu Laukka Oy:n käyttöön.

Maankäyttö- ja rakennuslaissa [1] velvoitetaan suunnittelemaan ja toteuttamaan rakenteet vakaiksi ja lujiksi sekä siten, että ne soveltuvat rakennuspaikan olosuhteisiin ja kestävät rakennuksen suunnitellun käyttöiän. Kantavien rakenteiden mitoituksen ja suunnittelun on perustuttava rakenteiden mekaniikan sääntöihin ja yleisesti hyväksyttyihin suunnitteluperusteisiin tai luotettaviin koetuloksiin tai muihin käytettävissä oleviin tietoihin. Suunnittelu ja rakentaminen on tehtävä siten, etteivät käytön taikka rakentamisen aikana esiintyvät kuormitukset aiheuta sortumista, vakautta tai lujuutta haittaavia muodonmuutoksia eivätkä vaurioita rakennuksen muita osia tai rakennukseen asennettuja kiinteitä varusteita tai laitteita. Lisäksi ulkoisen syyn aiheuttama vaurio ei saa olla kohtuuttoman suuri sen aiheuttaneeseen tapahtumaan verrattuna. [1] Suomessa rakenteiden olennaisten teknisten vaatimusten katsotaan täyttyvän, kun kantavat ja jäykistävät rakenteet suunnitellaan eurokoodien sekä niihin liittyvien kansallisten valintojen mukaan. Lisäksi suunnittelijan on huomioitava rakennuspaikasta johtuvat olosuhteet. [2]

Suunnittelu Laukka Oy:n tilauskannasta merkittävän osan muodostavat kehärakenteiset kohteet ja perustuksien mitoitus sellaisiin kohteisiin, joihin runko toimitetaan tuoteosakauppana. Yrityksessä ei ole tällä hetkellä yhtenäistä tapaa mitoittaa pilarianturoita. Osa työntekijöistä laskee anturarakenteet omatekoisilla laskentapohjilla ja osa paperilla. Suunnittelu Laukka Oy on yritys, jonka päätavoitteita on muun muassa tuottaa luotettavia ja laadukkaita suunnitelmia tilaajille. Ammattitaitoiset tilaajaorganisaatiot saattavat vaatia laskentadokumentteja, jos esimerkiksi perustuksien koko yllättää tilaajan. Lisäksi rakennusvalvontaviranomaiset vaativat laskentadokumentteja useissa Suomen kunnissa tällä hetkellä. Yleisenä trendinä on havaittavissa, että suunnitelmien laatuvaatimukset ovat kasvaneet. Suunnittelu Laukka Oy:n näkökulmasta on järkevää, että laskentadokumentit ovat mahdollisimman yhtenäisiä jokaisessa projektissa. Tämä korostuu niissä projekteissa, joissa vaaditaan rakennelaskelmien esittelyä tilaajalle tai rakennusvalvontaan.

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on perehtyä kirjallisuusanalyysin perusteella pilarianturoiden mitoitukseen sekä mitoitustapojen eroihin. Vertailulaskelmilla tarkastellaan laskentapohjien luotettavuutta ja pyritään tekemään johtopäätöksiä siitä mikä mitoitustapa on järkevin valita. Tavoitteena on löytää ratkaisu kahteen mitoituksen kannalta oleelliseen, mutta erityisen haastavana koettuun asiaan. Nämä ovat EQU-rajatilan tarkastelu ja pilarianturan lävistysmitoitus.

Rakennesuunnittelijan näkökulmasta perustusrakenteiden mitoitus on haastavaa, sillä suunnittelijalla pitää olla vahva tietämys geotekniikasta sekä perusolettamuksena osaaminen rakennustekniseen mitoitukseen. Tutkimuksen yhtenä tavoitteena on lisätä tämän kaltaista osaamista Suunnittelu Laukka Oy:ssä.

Käyttökelpoisten laskentapohjien täytyy olla luotettavia ja suhteellisen helppokäyttöisiä. Tavoitteena on kehittää eurokoodeihin ja Suomen kansallisiin valintoihin, sekä yleisesti käytössä oleviin ohjeisiin ja laskentaperiaatteisiin pohjautuvat laskentatyökalut. Epäsuorana tavoitteena on helpottaa ja nopeuttaa pilarianturoiden suunnitteluprosessia.

## 1.3 Tutkimuksen rajaukset

Eurokoodien mukaisessa mitoituksessa rakennesuunnittelija määrittää kuormitukset ja kuormitusyhdistelmät standardin SFS-EN 1990 mukaisesti. Suunnittelu Laukka Oy käyttää pilarirakenteiden mitoituksessa valmisohjelmia kuten SCIA Engineer. Rakennesuunnittelija saa ohjelman tulosteista selville pilarilta aiheutuvat kuormitukset perustuksille. Tässä työssä ei ole tarkoituksena esitellä tarkemmin pilarin kuormitusyhdistelmiä, mutta ne huomioidaan mitoitustilanteessa kuitenkin.

Työssä oletetaan, että rakennuksen perustamistapa on tiedossa pohjatutkimuksen perusteella. Tällöin on tiedossa, voidaanko rakennus perustaa maanvaraisilla pilarianturoilla. Laajennuskohteissa voidaan jossain määrin soveltaa vanhan rakennuksen perustamista. Kantavuuden mitoitus suljetuissa olosuhteissa rajataan työn ulkopuolelle, koska se on mitoitustilanteena suhteellisen harvinainen ja soveltuu ainoastaan lyhytaikaisiin mitoitustilanteisiin. Tässä työssä ei oteta kantaa salaojitukseen tai detaljeihin, joilla radonkaasu hallitaan. Myös perustuksien routasuojaus rajataan työn ulkopuolelle.

Korkealujuusbetoneja eli suurempia kuin lujuusluokan C50/60 betoneja ei tarkastella tässä työssä, koska niitä ei käytetä anturarakenteissa. Pyöreät perustukset ja pyöreät pilarit rajataan myös työn ulkopuolelle niiden harvinaisuuden takia.

Työssä ei tarkastella seuraavia eurokoodin mukaisia murtorajatiloja

- rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettämistä vedenpaineen aiheuttaman nosteen takia (UPL)

- hydraulisen gradientin aiheuttama hydraulinen maapohjan nousu, sisäisen putkieroosion (piping) tai sisäisen eroosion aiheuttamaa rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettämistä (HYD).

Käyttörajan tarkasteluihin keskitytään lähinnä rakenneteknisessä mitoituksessa. Geoteknisen suunnitteluun kuuluu olennaisena osana painuminen tarkasteleminen, mutta se rajataan tämän työn ulkopuolelle. Perustusten kokonaisvakavuuden laskenta ja mitoitus-tilanteet rajataan tämän työn ulkopuolelle. Kokonaisvakavuudella tarkoitetaan esimerkiksi tilannetta, jossa tarkastellaan rakennuksen kaikkia perustuksia yhtenäisenä kokonaisuutena kaivannon vieressä. Ohjeet milloin kokonaisvakavuusongelmaan tulee kiinnittää erityistä huomiota, on esitetty standardissa SFS-EN 1997-1 ja suunnitteluohjeessa RIL 207-2017 Geotekninen suunnittelu.

## 2. SUUNNITTELUN PERUSTEET

Tässä luvussa käsitellään lyhyesti rakenteen tai rakennuksen seuraamusluokan, luotettavuusluokan ja geoteknisen luokan määräytyminen. Eurokoodeihin perustuvassa mitoitusjärjestelmässä näillä luokilla on vaikutusta muun muassa kuormien mitoitusarvoihin ja geoteknisiin suunnitteluvaatimuksiin. Suunnitelmista ja raporteista on käytävä ilmi mitä luokkia suunnittelija on käyttänyt.

### 2.1 Seuraamus- ja luotettavuusluokat

Seuraamusluokissa tarkastellaan rakenteen vian tai vaurion seuraamuksia ja vakavuutta. Taulukossa 1 on kuvattu rakenteiden seuraamusluokan määräytymistä.

**Taulukko 1. Vian tai vaurion vakavuuksien ja kohteen koon perusteella määräytyvä seuraamusluokka. Taulukko perustuu standardin SFS-EN 1990 taulukkoon B1.**

Seuraamusluokka	Vakuus	Kohteet
CC3	<b>Todella vakavat seuraukset</b> ihmishenkien menetysten tai <b>hyvin suurten</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Suuret ja poikkeavat
CC2	<b>Vakavat seuraukset</b> ihmishenkien menetysten tai <b>merkittävien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Tavanomaiset
CC1	<b>Vähäiset seuraukset</b> ihmishenkien menetysten tai <b>pienen</b> tai <b>merkityksettömien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Pienet ja vähäiset

Seuraamusluokat selventävät rakenteen luotettavuusluokkia RC1, RC2 ja RC3. Luotettavuusluokan perusteella määräytyy taasen kuormakerroin  $K_{FI}$ . [3] Koottuna vielä seuraamusluokan ja luotettavuusluokan sekä kuormakertoimen yhteydet:

- seuraamusluokka CC1      → luotettavuusluokka RC1      →  $K_{FI} = 0,9$
- seuraamusluokka CC2      → luotettavuusluokka RC2      →  $K_{FI} = 1,0$
- seuraamusluokka CC3      → luotettavuusluokka RC3      →  $K_{FI} = 1,1$

## 2.2 Geotekniset luokat

Geoteknisiä luokkia on yhteensä kolme, joista vähäisin luokka on 1 ja vaatimukset nousevat luokissa 2 ja 3. Geotekniseen luokkaan 1 kuuluvat seuraavat kohteet:

- rakenne on pieni ja yksinkertainen
- riski kokonaisstabiiliteetin tai maapohjan liikkeiden suhteen on merkityksetön
- kaivu ei ulotu vedenpinnan alapuolelle. [4]

Geotekniseen luokkaan 2 kuuluvat seuraavat kohteet:

- rakenne ei kuulu geotekniseen luokkaan 1
- käytetään tavanomaisia perustustyypppejä kuten pilari anturoita
- suunnitteluun ja toteutukseen ei liity tavanomaisesta poikkeavia riskejä tai erikoisen vaikeita tai epätavallisia pohja- tai kuormitusolosuhteita. [4]

Geotekniseen luokkaan 3 kuuluvat seuraavat kohteet:

- rakenne ei kuulu geoteknisiin luokkiin 1 tai 2
- epätavalliset tai erittäin suuret rakenteet
- suunnitteluun ja toteutukseen liittyy normaalista poikkeavia riskejä, epätavallisia tai erityisen vaikeita perustamis- tai kuormitusolosuhteita
- rakenteet alueella, missä maapohjan liikkuminen edellyttää erillisiä tutkimuksia tai toimenpiteitä tai alueella on todennäköisesti riittämätön vakavuus. [4]

## 2.3 Kuormat ja kuormitusyhdistelmät

Kuormitukset ja kuormitusyhdistelmät määräytyvät standardien SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1991 mukaisesti, kuitenkin niiden tarkempi esittely on rajattu tämän työn ulkopuolelle.

Perustuksia kantokestävyyttä ja rakenneteknistä kestävyyttä tutkittaessa tutkittava ainakin seuraavat murtorajatilanyhdistelmät

- suurimman pystykuorman aiheuttava yhdistelmä
- suuren momentin ja suuren pystykuorman aiheuttava yhdistelmä
- pienen pystykuorman ja suuren momentin aiheuttava yhdistelmä.

Lisäksi suunnitelmissa on tarkasteltava EQU-tapaus riittävän kaatumisvarmuuden saavuttamiseksi ja pitkäaikaisyhdistelmä käyttörajatilan tarkasteluita varten.

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 5.1.4 todetaan toisen kertaluvun vaikutuksista, että ne on huomioitava mitoituksessa silloin, kun ne vaikuttavat merkittävästi murtorajatilan saavuttamiseen ja rakenneteknisen kokonaisuuden stabiiliuteen [5]. Esimerkiksi pitkällä ja hoikilla betonipilareilla toisen kertaluvun vaikutukset voivat olla suuriakin käytettäessä

yksinkertaistettuja pilarin mitoitusmenetelmiä. Tällaisissa tapauksissa on suositeltavampaa käyttää tarkempia tuloksia antavaa epälineaariseen FEM-laskentaan perustuvaa mitoitusohjelmaa, jotta perustuksien kokoa ei tarvitse kasvattaa kohtuuttomasti.

Perustuksen mitoituksessa on huomioitava kaikki yläpuolisilta rakenteilta tulevat kuormitukset. Rakenteiden mekaniikan sääntöjen mukaisesti voimasuureita ei voi hävitä kesken laskennan. Näin ollen toisen kertaluvun vaikutukset tulee ottaa täysimääräisenä huomioon myös perustuksissa, jos ne huomioidaan yläpuolisia rakenteita mitoittaessa. Tässä työssä ei käsitellä esimerkkitapauksia, missä toisen kertaluvun vaikutukset on huomioitava ja milloin ne voidaan jättää huomiotta.

### 3. GEOTEKNINEN MITOITUS

Kansallisesti on määritetty mitoistustavat, joilla mitoitusehdot toteutuvat mitoitustilan-teissa kuormien ja niiden vaikutuksien sekä kestävyvden suhteen. Suomessa käytetään antura- ja laattaperustuksille, paaluperustuksille, ankkureille ja tukirakenteille mitoitustapaa DA2. Penkereiden ja luiskien vakavuuden sekä kokonaisvakavuuden mitoituksessa sovelletaan mitoitustapaa DA3. [6]

#### 3.1 Mitoitustavat

Standardin SFS-EN 1997-1 mitoitus perustuu viiden murtorajatilan tarkastamiseen, joita ovat:

EQU Rakenteen tasapainon menetys

STR Kantavan rakenteen tai rakenneosan murtuminen tai huomattava muodonmuutos, joka johtaa kantokyvyn menetykseen

GEO Maaperän murtuminen tai liiallinen muodonmuutos

UPL Tasapainon menetys vedenpaineen aiheuttaman nosteen takia (ei tarkastella tässä työssä)

HYD Hydraulisten gradienttien aiheuttama maapohjan nousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio (ei tarkastella tässä työssä)

Lisäksi suunnittelijan täytyy olla varma käyttörajatilan siirtymien, painumien ja muodonmuutoksien hallinasta. Geoteknisten käyttörajatilojen tarkastelu on rajattu tämän työn ulkopuolelle.

Eurokoodi SFS-EN 1997-1 esittelee kolme mitoitustapaa rajatiloille SRT ja GEO normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoitustilanteissa. Rajatilat eroavat toisistaan siinä, miten osavarmuuskertoimet jakautuvat kuormien ja niiden vaikutuksien, materiaaliominaisuuksien sekä kestävyvksien kesken. Rajatilassa EQU käytettävät osavarmuuskertoimet kuormille ja materiaaliominaisuuksille on sen sijaan määritelty yksiselitteisesti. [4]

#### Mitoitustapa 1 (DA1)

Kansallisen liitteen mukaisesti mitoitustapaa 1 ei käytetä Suomessa, joten sitä ei esitellä tässä työssä. Lisätietoa mitoitustavasta löytyy muun muassa SFS-EN 1997-1, RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu ja Mika Knuutin diplomityöstä Eurokoodi EN 1997 mukainen tukiseinämitoitus – mitoituksen epävarmuustekijät ja varmuuden kohdentaminen.

### **Mitoitustapa (DA2 ja DA2\*)**

Mitoitustavalla 2 tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä

Yhdistelmä:  $A1 + M1 + R2$

Osavarmuudet kohdistetaan kuormiin tai niiden vaikutuksiin ja maankestävyyteen. [4] Mitoitus voidaan tehdä kahdella eri tavalla, jotka erotetaan toisistaan merkinnöillä DA2 ja DA2\*. Mitoitustavassa DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin laskennan alussa ja koko laskenta suoritetaan mitoitusarvoilla. Mitoitustavassa DA2\* laskenta tehdään kuormien ominaisarvoilla ja osavarmuusluvut kohdistetaan laskennan lopussa, jolloin murtorajatilaehtoa tarkistetaan. Tavat poikkeavat toisissaan siinä, missä vaiheessa laskentaa osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin. Laskelmissa riittää toisen mitoitus-tavan tarkasteleminen. [7]

### **Mitoitustapa 3 (DA3)**

Mitoitustavalla 3 osoitetaan, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä

Yhdistelmä:  $A2 + M2 + R3$

Osavarmuudet kohdistetaan joko kuormiin, tai rakenteesta aiheutuvien kuormien vaikutuksiin ja maan lujuusparametreihin. [7]. Koska työssä ei käsitellä penkereitä, luiskia tai kokonaisvakaavuutta, niin menetelmää ei esitellä tämän tarkemmin. Lisätietoa mitoitus-tavasta löytyy muun muassa SFS-EN 1997-1, RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu ja Mika Knuutin diplomityöstä Eurokoodi EN 1997 mukainen tukiseinämitoitus – mitoitus-sen epävarmuustekijät ja varmuuden kohdentaminen.

## **3.2 Osavarmuusluvut ja mitoitus ehdot**

Suomessa käytettävät osavarmuuslukukombinaatiot mitoitus-tavoille DA2 ja DA2\* on koottu taulukkoon 2. Taulukkoon on koottu edullisten ja epäedullisten kuormien osavar-muusluvut, maaparametrien osavarmuusluvut sekä kestävyyydessä sovellettavat osavar-muudet. Suunnittelutyötä helpottaa huomattavasti, kun kaikki mitoituksessa tarvittavat osavarmuudet on koottu yhteen taulukkoon. Suomessa sovellettavat osavarmuusluvut murtorajatilassa EQU on koottu taulukkoon 3.



**Taulukko 2. Suomessa sovellettavat osavarmuusluvut mitoitus tapaan DA2 ja DA2\*.**  
**Taulukko on koostettu Suomen Rakentamismääräyskokoelman osiosta Pohjarakenteiden suunnittelu.**

Mitoitusmenetelmä DA2 (FIN) STR/GEO					Sarja		
					A1	M1	R2
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen	6.10a	$Y_{Gkj, sup}$	1,35 $K_{FI}$		
		epäedullinen	6.10b		1,15 $K_{FI}$		
		edullinen	6.10a	$Y_{Gkj, inf}$	0,9		
		edullinen	6.10b		0,9		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen	6.10b	$Y_Q$	1,5		
		edullinen			0		
Maa	Leikkauskestävyysskulma <sup>a</sup>			$Y_{\varphi'}$		1	
	Tehokaskeheesio			$Y_{c'}$		1	
	Suljettu leikkauslujuus			$Y_{cu}$		1	
	Yksiaksiaalinen puristuslujuus			$Y_{qu}$		1	
	Tilavuuspaino			$Y_Y$		1	
Antura- ja laattaperustukset	Kantokestävyyys			$Y_{R,v}$			1,55
	Liukumiskestävyyys			$Y_{R,h}$			1,1
Tukiseinät	Kantokestävyyys			$Y_{R,v}$			1,55
	Liukumiskestävyyys			$Y_{R,h}$			1,1
	Maan kestävyys (passiivipaine)			$Y_{R,e}$			1,5

a Tällä varmuusluvulla jaetaan  $\tan\phi'$

**Taulukko 3. Suomessa sovellettavat osavarmuusluvut murtorajatilatarkasteluun EQU.**  
**Taulukko on koostettu Suomen Rakentamismääräyskokoelman osiosta Pohjarakenteiden suunnittelu.**

Mitoitustapaus EQU (FIN)							
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen	a	$Y_{G,dst}$	1,1 $K_{FI}$		
		edullinen	b	$Y_{G, stb}$	0,9 $K_{FI}$		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen	a	$Y_{Q,dst}$	1,5		
		edullinen	b	$Y_{Q, stb}$	0		
Maa	Leikkauskestävyysskulma <sup>c</sup>			$Y_{\varphi'}$		1,25	
	Tehokaskeheesio			$Y_{c'}$		1,25	
	Suljettu leikkauslujuus			$Y_{cu}$		1,5	
	Yksiaksiaalinen puristuslujuus			$Y_{qu}$		1,5	
	Tilavuuspaino			$Y_Y$		1	

a=vakauttava kuorma

b=kaatava kuorma

c Tällä varmuusluvulla jaetaan  $\tan\phi'$

Tarkasteltaessa murtorajatilaa EQU tutkitaan, että kaatavien kuormien vaikutusarvo  $E_{dst:d}$  on pienempi tai korkeintaan pystyssä pitävien kuormien vaikutusarvon  $E_{stb:d}$  suuruinen

$$E_{dst:d} \leq E_{stb:d}. \quad (3.1)$$

Stabiloivaa vaikutusta voitaisiin kasvattaa ottamalla kokonaisleikkauskestävyys  $T_d$  huomioon, kuitenkin sen merkityksen tulisi olla vähäinen. [7] Kokonaisleikkauskestävyyttä ei huomioida tässä työssä. Rajatilassa STR/GEO tutkitaan, että kuormien vaikutusten mitoitusarvo  $E_d$  on pienempi tai korkeintaan kestävyys  $R_d$  suuruinen

$$E_d \leq R_d. \quad (3.2)$$

Liukumiskestävyyttä tutkittaessa vaakasuorien kuormien resultantin mitoitusarvon  $H_d$  tulee olla pienempi kuin vaakasuuntainen kestävyys

$$H_d \leq R_d. \quad (3.3)$$

Suomessa ei useinkaan huomioida liukumiskestävyyttä laskettaessa perustuksien sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuvaa tukevaa voimaa. Sitä ei huomioida, koska pohjan liukumiskestävyys mobilisoituu yleensä huomattavasti pienemmällä sivusiirtymätasolla kuin perustuksen sivuun kohdistuva maanpaine. Lisäksi mahdollinen kaivu perustuksien vieressä poistaisi tukevan vaikutuksen kokonaan. Määritettäessä tukevaa pystykuormaa tulee ottaa huomioon ovatko pystykuorma ja vaakakuorma toisistaan riippumattomia vai riippuvia. [4]

### 3.3 Kantokestävyiden mitoitusarvo avoimissa olosuhteissa

Standardin SFS-EN 1997-1 liitteessä D esitellään analyyttinen menetelmä kantokestävyiden määrittämiseksi. Maan kantokestävyys voidaan määritellä sekä avoimissa olosuhteissa että suljetuissa olosuhteissa. Suljetun tilan olosuhteet ovat kuitenkin harvoin voimassa maan varaan perustettaessa. Suljetun tilan olosuhteet ovat voimassa esimerkiksi lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa heikosti vettäläpäisevässä maapohjassa, jolloin huokosvedenpaine ei ehdi tasoittumaan. Tässä työssä keskitytään avoimiin olosuhteisiin eli tilanteisiin, jolloin kuormitusajan kestolla ei ole vaikutusta huokosvedenpaineen tasoittumisaikaan. Toisin sanoen työssä käsitellään hyvin vettäläpäiseviä maapohjia eli kitkamaita.

Kantokestävyiden mitoitusarvo voidaan laskea kaavasta

$$\frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \quad (3.4)$$

johon yksiköttömät kertoimet saadaan seuraavilla kaavoilla

- kantokestävyydelle:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi', \text{ missä } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (karhea pohja)}$$

- perustuksien pohjan kaltevuudelle:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (3.6)$$

- perustuksen muodolle:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \varphi', \text{ suorakaiteelle}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \text{ neliölle tai ympyrälle}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right), \text{ suorakaiteelle} \quad (3.7)$$

$$s_\gamma = 0,7, \text{ neliölle tai ympyrälle}$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}, \text{ suorakaiteelle, neliölle tai ympyrälle}$$

- vaakakuorman  $H$  aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (3.8)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$$

missä

$$m = m_b = \frac{\left(2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)} \text{ kun } H \text{ vaikuttaa } B':n \text{ suunnassa} \quad (3.9)$$

$$m = m_L = \frac{\left(2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right)}{1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)} \text{ kun } H \text{ vaikuttaa } L':n \text{ suunnassa.}$$

Kuormitustapaukset, joissa vaakakomponentti vaikuttaa suunnassa, joka muodostaa kulma  $\theta$  perustuksen tehokkaan pituuden  $L'$ :n suunnan kanssa, kerroin  $m$  lasketaan kaavalla

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta. \quad (3.10)$$

Suunnittelijan pitää tarkistaa, että rakenteen ja maan välinen kitkakulma  $\delta$  on suurempi kuin maan tehokas leikkauskestävyyskulma, eli kitkakulma, jaettuna 2:lla. Paikalla valeduilla betoniperustuksissa voidaan  $\delta$  arvona käyttää maan tehokasta leikkauskestävyyskulmaa ja sileillä elementtiperustuksissa  $\delta = 2/3\varphi'$ . [4] Jos perustuksen alapintaan asennetaan suodatinkangas suojabetonipeitteen pienentämiseksi, on syytä harkita rakenteen ja maanvälisen kitkakulman pienentämistä kuten elementtiperustuksissa. Erityistä huomiota on kiinnitettävä tapauksiin, joissa vaakakuorma on suuri. Kaavassa (3.6) esiintyvä

kulma  $\alpha$  on perustuksen ja maan välinen kulma. Se on lähes poikkeuksetta kohtisuora eli  $90^\circ$ .

### 3.4 Liukumiskestävyys avoimissa olosuhteissa

Avoimissa olosuhteissa leikkauskestävyyden mitoitusarvo  $R_d$  lasketaan kohdistamalla osavarmuusluvut maapohjan kestävyysseuraavasti

$$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}}, \quad (3.11)$$

missä

$V'_d$  on pystykuormien mitoitusarvo

$\delta_k$  on maan ja perustuksen välinen ominaisleikkauskestävyysskulma

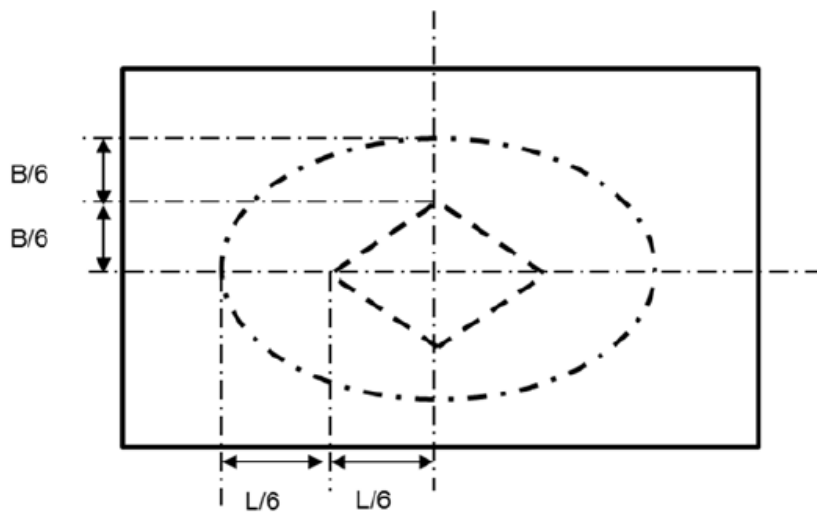
$\gamma_{R,h}$  on liukumiskestävyyden osavarmuusluku taulukon 2 mukaan.

### 3.5 Voimakkaasti epäkeskiset kuormat

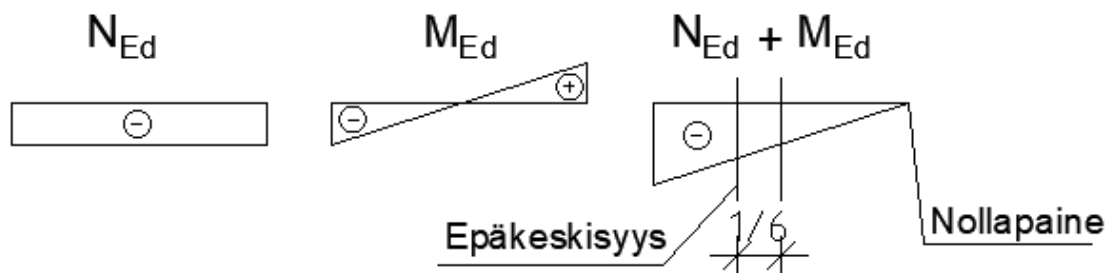
Mitoituksessa on ryhdyttävä erityisiin varotoimenpiteisiin, jos kuormituksen epäkeskisyys on  $1/3$  suorakulmaisen perustuksen leveydestä tai  $0,6$  kertaa pyöreän perustuksen säde. Varotoimenpiteet sisältävät muun muassa kuormien mitoitusarvojen huolellisen uudelleen tarkastelun sekä rakentamistoleranssien suuruuden huomioimisen mitoituksessa. Suunnittelussa on huomioitava jopa  $100$  mm toleransseja, ellei rakentamisessa noudateta erityistä huolellisuutta. [4]

Työnlaatua voidaan tarkkailla helposti mittauslaitteilla ja tuloksista laadittavilla pöytäkirjoilla. Jos tuloksissa esiintyy poikkeamia, voidaan tarvittaessa tehdä tarkistuslaskentoja sekä korjaavia toimenpiteitä.

Mitoitustavassa DA2\* osavarmuuksia sovelletaan mitoitusarvoihin vasta laskelman lopussa, joten varmuus kohdistuu perustuksen alapinnassa vaikuttavan kuorman vaikutukseen, ei perustuksen momenttikuormitukseen. Käytettäessä mitoitusapua DA2\* epäedullisimmalla pysyvien ja muuttuvien kuormien yhdistelmällä ei sallita suurempaa epäkeskisyyttä kuin  $1/3$  perustuksen leveydestä. Ehto toteutuu, jos resultantti sijaitsee kuvassa 1 esitetyn ellipsin rajaamalla alueella. Resultantin sijaitessa ellipsin reunalla puolet perustuksen alasta on puristettuna. Kun kuormitusresultantti sijaitsee kuvassa 1 havaittavan sydänkuvion alueella, on koko pohjan alue puristettu. Sydänkuvion reunalla sijaitseva resultantti aiheuttaa nollapaineen anturan takareunan kohdalla kuvan 2 mukaisesti. [6] [7]



**Kuva 1.** Kuorman epäkeskisyyttä rajoittavat  $B/3$  ellipsi ja sydänkuvio  $B/6$ . Kuva on esitetty Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. [8]

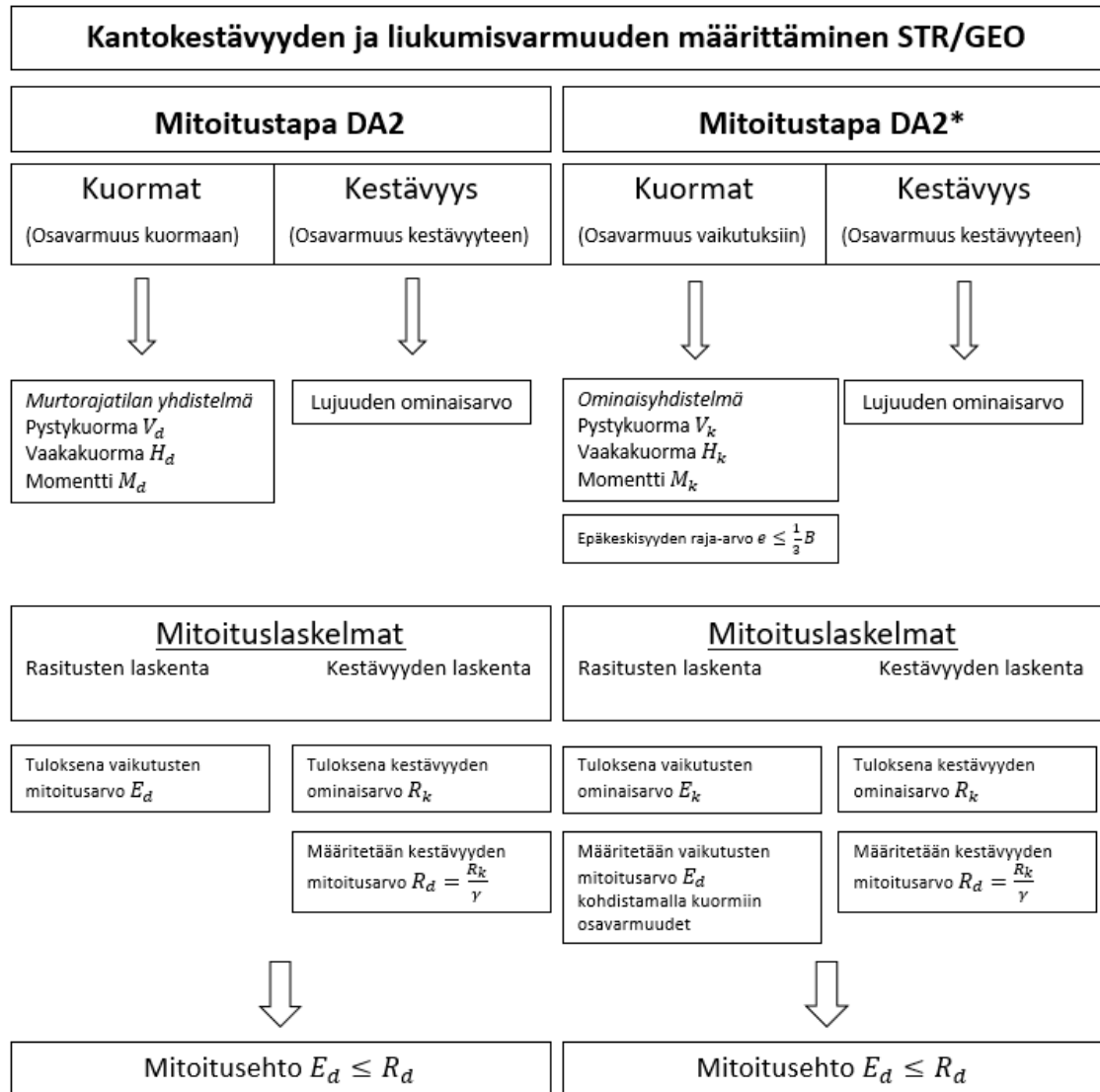


**Kuva 2.** Normaalivoiman ja momentin jännitysjaumat sekä niiden summakuvio.

### 3.6 Yhteenveto mitoitusprosessista STR/GEO

Kuvassa 3 on esitetty mitoitusprosessien DA2 ja DA2\* mitoitusprosessien kulku. Lisäksi on huomioitava, että mitoitettaessa tavalla DA2 pitää tutkia kuormitusten molemmat tapaukset:

1. Pysyvät kuormat epäedullisia
2. Pysyvät kuormat edullisia.



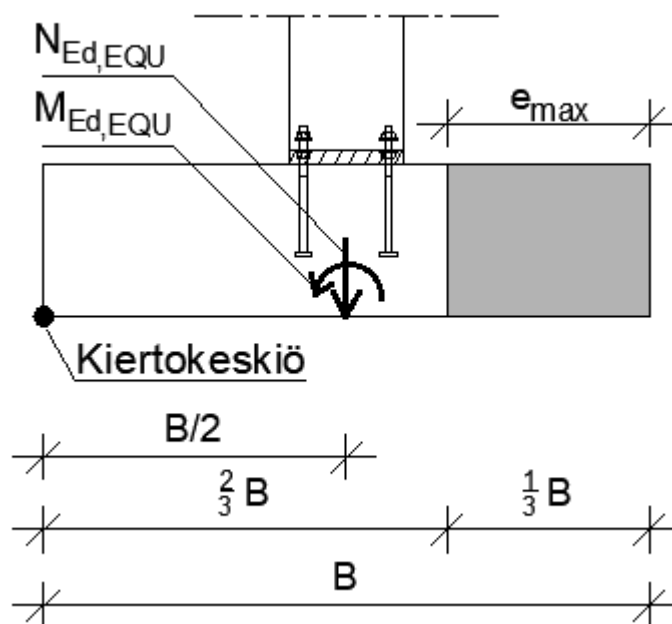
**Kuva 3. Kantokestävyyden ja liukumisvarmuuden määrittäminen STR/GEO rajatiloissa mitoitustavoilla DA2 ja DA\*. Mitoituskäviöt perustuvat lähteisiin [4] ja [8].**

### 3.7 Staattisen tasapainon osoittaminen

Murtorajatilassa EQU tarkastellaan maapohjan tai rakenteen staattista tasapainoa. Rajatila tulee kyseeseen pääasiassa rakenteiden mitoituksessa, mutta se tulee kuitenkin tarkistaa myös geoteknisen mitoituksen yhteydessä. [8]

Kantavilla maapohjilla tai kallion varaisissa anturoissa rajatila saattaa tulla mitoittavaksi tekijäksi erityisesti mastopilarien perustuksissa. Kevyt rakenteisissa mastojäykistetyissä rakennuksissa EQU-rajatilassa esiintyy usein pahin kaatavien momenttien ja vakauttavien pystykuormien yhdistelmä. Tällaisissa tapauksissa perustuksen koon määrittää kaatumisen ei kantokestävyys.

Epäkeskisyydelle  $e$  ei ole esitetty standardissa SFS-EN 1997-1 maksimiarvoa rajatilaa tarkasteltaessa. On perusteltua kuitenkin asettaa epäkeskisyydelle maksimiarvo myös EQU-rajatilassa. Asetettaessa epäkeskisyyden maksimiarvoksi  $1/3$  perustuksen leveydestä voidaan olla varmoja, ettei kaatumista pääse tapahtumaan. EQU-rajatilan epäkeskisyyden tulisi sijaita ohjeellisen raja-arvon mukaan kuvassa 1 esitetyn ellipsin sisäpuolella tai suurimmillaan sen reunalla. Kuvassa 4 on esitetty EQU-rajatilan ohjeellinen raja-arvo epäkeskisyydelle, kun kaatavia kuormia on vain anturan toisen pääakselin ympäri. Kuvassa 4 on myös vakauttavien kuormien momenttivarssi sekä anturan kiertokeskiö.



**Kuva 4.** Anturan kiertokeskiö, vakauttavien kuormien momenttivarssi sekä ohjeellinen raja-arvo epäkeskisyydelle.

### 3.8 Murtorajatilan EQU tarkastelu murskekerroksen varaan perustetussa anturassa

Standardissa SFS-EN 1997-1 rajatila EQU määritellään, että se on maapohjan tai rakenteen tasapainotilan menettämistä, kun sitä tarkastellaan jäykkänä kappaleena, jossa maapohjan ja rakennusmateriaalien lujuuksilla ei ole merkitystä kestävyysajan saamiseksi. [4]

Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI 7 Liikenneviraston ohjeissa on annettu eri vuosina vähän toisistaan poikkeavia ohjeita kaatumisen tarkasteluun murskekerrokseen varaan perustettaessa. Vanhemmat ohjeet eivät ole enää voimassa, joten niiden mukaan laskentaa ei voida enää suorittaa. Vertailun vuoksi ne kuitenkin esitellään tässä. Muissa yleisesti käytetyissä geotekniikan suunnitteluohjeissa, kuten RIL 207-2017

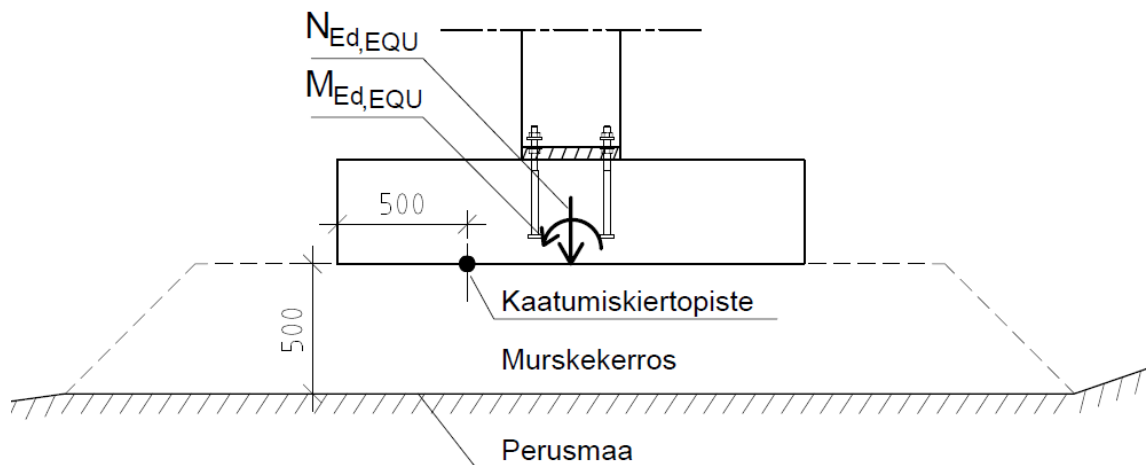
ja vanhemmassa RIL 207-2009 ei anneta tarkempia ohjeita EQU rajatilan tarkastelemissen murskekerroksen varaisissa anturoissa.

### Uusin ja voimassa oleva ohje 2017

EQU-rajatila käsitellään kuten eurokoodissa ja kaatumiskiirtopistettä murskekerroksen varaan perustetulle anturalla ei ole enää erikseen esitetty.

### Vuoden 2013 ohje (ei voimassa)

Murskekerroksen varaan tehdyssä anturassa kaatumiskiirtopisteenä toimii kohta, joka on murskekerroksen paksuuden mitan etäisyydellä perustuksen reunasta. Murskekerroksen paksuuden pitää täyttää seuraavat ehdot: enintään 0,05 kertaa (anturan pienempi sivumitta) ja maksimissaan kuitenkin 0,5 m. [9] Kuvassa 5 on esitetty vuoden 2013 ohjeen mukainen kaatumiskiirtopiste 0,5 m paksuisen murskekerroksen varaan tehdyssä anturassa.

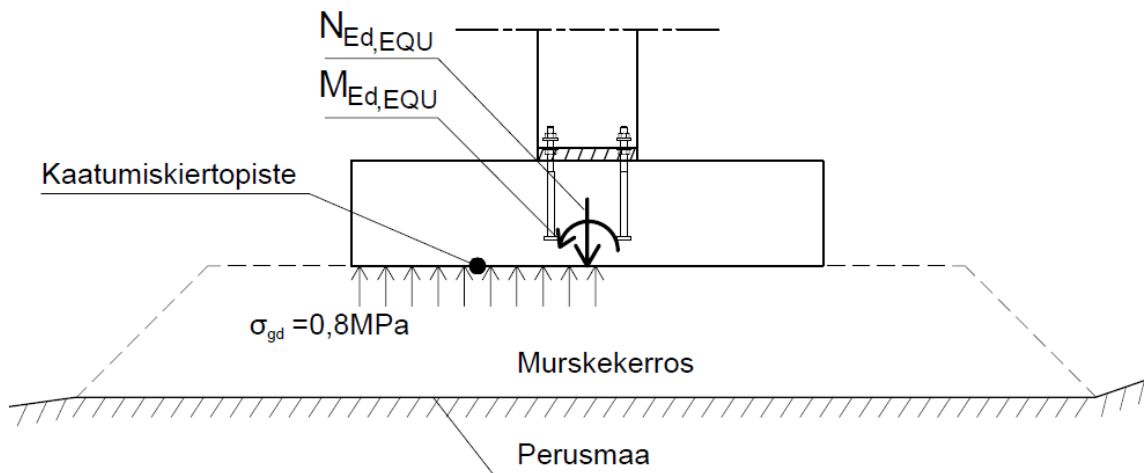


**Kuva 5. Kaatumiskiirtopiste 0,5 m paksuisen murskekerroksen varaan perustetussa anturassa.**

### Vuosien 2010 ja 2011 ohjeet (eivät voimassa)

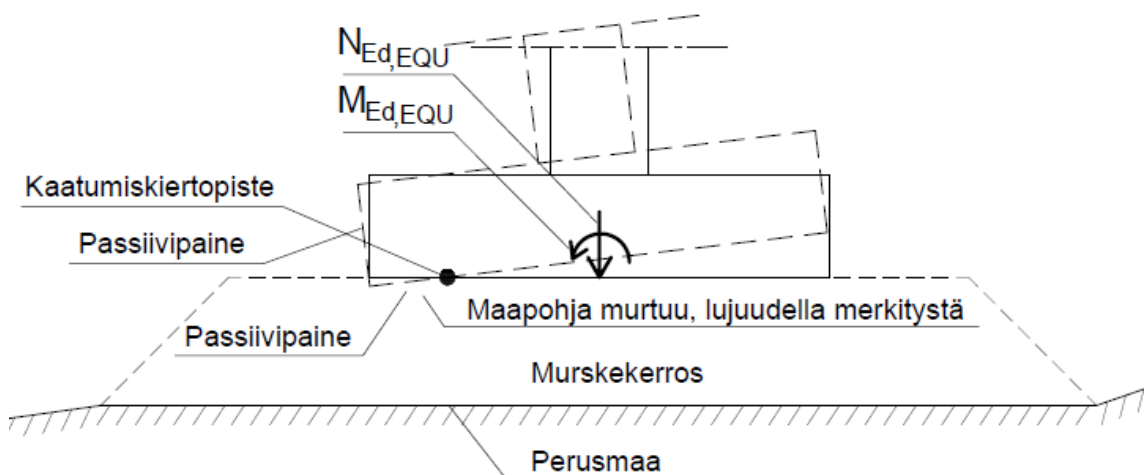
Murskekerroksen varaan perustetun anturan kaatumiskiirtopisteeksi otetaan anturan reunalla olevan 0,8 MPa:n pohjapaineen mukaan lasketun tehollisen pohjapinnan keskipiste. Tehollisen pohjapinnan kaatumissuuntaa vastaa kohtisuoran sivun pituudeksi voidaan ottaa tällöin perustuksen vastaava mitta. Murskekerroksen paksuus ei saa kuitenkaan tällöin ylittää 0,5 m ja sen on oltava vähintään 0,2 kertaa perustuksen pienempi sivumitta. [10] [11] Kuvassa 6 on esitetty vuosien 2010 ja 2011 ohjeiden mukainen kaatumiskiirtopisteen paikka. Kuvaan ei ole merkattu murskekerroksen paksuutta.





**Kuva 6. Kaatumiskiirtopiste 0,8 MPa pohjapaineen mukaan lasketun tehollisen pohjapinta-alan puolella välin.**

Ohjeiden muuttuminen useaan kertaan lyhyen aikavälin sisällä kertoo sen, että EQU-rajatilan osoittaminen murskekerroksen varaan perustetun anturan tapauksessa ei ole yksinkertainen asia. Standardi SFS-EN 1997-1 ei anna helposti ymmärrettäviä ohjeita rajatilan osoittamiseksi. Koska maapohjan kantavuudella ei ole merkitystä rajatilan toteutumiseen voidaan päätellä, että antura lähtee kaatumaan nurkkapisteensä suhteen riippumatta, onko antura kallion päällä vai murskekerroksen varassa. Jos kaatumiskiirtopiste olisi muualla kuin anturan reunassa, pitäisi maapohjan murtua anturan nurkan alla, jolloin lujuudella olisi merkitystä vastoin kohdan 3.8 alussa esitettyä standardin SFS-EN 1997-1 määritelmää. Tämä ehto ei kuitenkaan päde, jos antura ei kestä rakenteellisesti tätä rajatilaa. Kuvaan 7 on merkattu maapohjan murtumiskohta ja perustuksen liikkeestä mobilisoituvat tukevat passiivipaineet, jos kaatumiskiirtopiste sijaitsisi muualla kuin anturan reunassa.



**Kuva 7. Jos kaatumiskiirtopiste sijaitsee muualla kuin anturan reunassa, maapohjan lujuudella on merkitystä.**

### 3.9 Mitoitustapojen DA2 ja DA2\* arviointi

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä osassa 7/2016 Varmuuden kohdentaminen tukiseinien mitoituksessa on koottu eri lähteistä eurokoodin mukaisten mitoitustapojen hyviä ja huonoja puolia. Tässä työssä mainitaan muutamia mitoitustapojen DA2 ja DA2\* hyviä ja huonoja puolia, perustuen edellä mainittuun lähteeseen. Kriittinen arviointi lisää mitoituskäytäntöjen luotettavuutta sekä toisaalta auttaa ymmärtämään mihin eri menetelmät soveltuvat.

Keskeisimpinä etuina mitoitustavoille DA2 ja DA2\* voidaan mainita muun muassa:

1. varmuusajattelu samankaltainen kuin muussakin eurokoodissa eli kuormien mitoitusarvon pitää olla pienempi kuin mitoituskestävyyden
2. mitoitusprosessi on samanlainen kuin betoni- ja teräseurokoodeissa, mikä helpottaa suunnittelijoita ja opiskelijoita ymmärtämään prosessia
3. geoteknisessä ja rakenneteknisessä mitoituksessa käytetään samoja osavarmuuksia kuormille
4. yksi mitoitustarkastelu on tarpeen
5. laskenta on mahdollista suorittaa erilaisilla tarkastusmenetelmillä, kuten kimmo-teorialla, ultimate load methodilla, klassisilla menetelmillä, elementtimenetelmällä, jousimalleilla sekä cinematic element methodilla
6. menetelmällä saavutetaan keskimääräisesti riittävä varmuus
7. DA2\* tavalla saavutetaan usein taloudellisin ratkaisu (kaikista mitoitusmenetelmistä). [12]

Huonoina puolina mitoitustavoille DA2 ja DA2\* selvityksessä mainitaan muun muassa:

1. osavarmuudet tulisi kohdistaa niihin kohtiin, joissa epävarmuutta esiintyy eli alkuarvoihin
2. kriittisiä mitoituskohtia voidaan ohittaa käytettäessä menetelmää DA2\*, koska osavarmuudet kohdistetaan vasta laskennan lopussa, jolloin alkuperäisten kuormien vaihtelevuuden vaikutus ei tule huomioitua kovin hyvin
3. DA2 mitoitustavan soveltaminen FEM-laskentaan voi olla haasteellista
4. luotettavuus mitoituksessa laskee, mikäli kuormien tai maan lujuuden epävarmuus laskennassa on suuri verrattuna toiseen. [12]

Perustuksien kannalta merkittävimpiä tekijöitä on, se kohdistetaanko epäkeskisyyteen varmuutta vai ei. Tästä aiheutuu iso ero mitoitustapojen DA2 ja DA2\* välille. [12]

## 4. PERUSTAMISOLOSUHTEET

Tässä luvussa käsitellään tyypillisiä kallionvaraisia ja maanvaraisia perustamisolosuhteita. Pohjatutkimuksessa määritellään yksiselitteisesti rakennuksen perustamistapa. Tarvittaessa rakennesuunnittelija voi kysyä vastaavalta geosuunnittelijalta lisätietoja pohjaolosuhteista.

Joskus rakennuksen mittasuhteita tai runkoratkaisua ei vielä tiedetä silloin, kun pohjatutkimus suoritetaan. Näin ollen geosuunnittelijalla ei ole ollut tiedossa rakennuksen todellisia kuormituksia tiedossa pohjatutkimuslausuntoa tehdessä. Tällöin on ensiarvoisen tärkeää yhteistyö eri suunnittelijoiden sekä työn tilaajan kanssa. Käytännössä keskustelu perustamistavasta käydään rakenne- ja geosuunnittelijoiden sekä tilaajan kesken. Kuormituksien kasvaessa täytyy varmistua muun muassa siitä, etteivät painumat ja kulmakiertymät kasva hallitsemattomasti. Ääritapauksissa voidaan joutua vaihtamaan maanvarainen perustamistapa esimerkiksi paaluperustuksiin.

Anturaperustuksien minimikooksi suositellaan 0,4 m kertaa 0,4 m perustamissyvyyden minimiarvona pidetään 0,5 m. [6] Maksimikokoa pilarianturan koolle ei ole kuitenkaan kirjallisuudessa esitetty.

### 4.1 Kallionvaraiset perustukset

Perustuksen katsotaan olevan kallionvarainen, kun perustus on valettu suoraan kiinni tai betonisen täyttövalun välityksellä kallioon. Muussa tapauksessa perustusta käsitellään maanvaraisena. [8]

Kallion varaan tehtäviä rakenteita varten selvitetään kallion rakoilu, kivilaatu, mahdolliset heikkousvyöhykkeet ja vakaus suunniteltavan rakenteen kohdalla riittävässä laajuudessa. Jos kallion laatua ei ole tutkittu ennen rakentamista tai kalliota louhitaan pohjatutkimusten suorittamisen jälkeen, on ennen rakennustöiden jatkamista järjestettävä katselmus, jossa voidaan todeta edellytykset töiden jatkamiselle. [8]

Suomen kallioperä on kestävyydeltään normaalisti rakoilleenakin riittävän lujaa rakenteiden perustaksi. Luonnontilaisille kiinteille graniitti- ja gneissikallioille sekä muille lujuudeltaan vastaaville kallioille voidaan perustusten geoteknisenä kestävyysnä käyttörajatilassa käyttää arvoa  $q = 10$  MPa ja kiinteille hiekka- tai kalkkikivikallioille  $q = 5$  MPa, jollei käytettävissä ole tarkempia tutkimustuloksia. [7] Kuitenkin Liikenneviraston ohjeen mukaisesti käytettäessä suurempaa kuin 8 MPa kantokestävyys ominaisarvona, on kallion kantokestävyys määritettävä kalliotutkimuksen perusteella. [8]

Perustusrakenteen ja kalliopinnan välisen kulman ollessa suurempi kuin  $15^\circ$ , porrastetaan tai tasoitetaan perustustaso louhimalla tai liukuminen estetään ankkurointirakenteilla, kuten kalliopulteilla. Ankkurointirakenteiden korroosiosuojaus täytyy varmistaa kaksinkertaisella suojauksella, esimerkiksi suojabetonoinnilla ja käyttämällä kuumasinkittyjä pultteja/ankkureita. [7]

Kalliopinnan luonnollinen korkovaihtelu sallii harvoin anturoiden valamisen suoraan kiinni kalliopintaan, vaan useimmiten kalliota on louhittava tai korkovaihtelua tasoitettava kalliomurske/sorakerroksella. Perustettaessa suunnitellusti rikkilouhitulle ja tiivistetylle kalliopohjalle tai tiivistetyn kalliomurske/sorakerroksen varaan käsitellään perustaminen kuten erittäin kantavalle maapohjalle. Tällöin kiilatulla ja tiivistetyllä kalliopohjalla voidaan geoteknisenä kestävyytensä käyttörajatilassa käyttää enintään 0,5...1 MPa. Painumien ollessa luokkaa 5...10 mm, riippuen käytetystä tiivistysmenetelmästä ja louhekerroksen paksuuden ollessa noin yksi metri. Täysin rapautunutta kalliota käsitellään suunnittelussa ja mitoituksessa kuten tiivistä karkearakeista maata. [7]

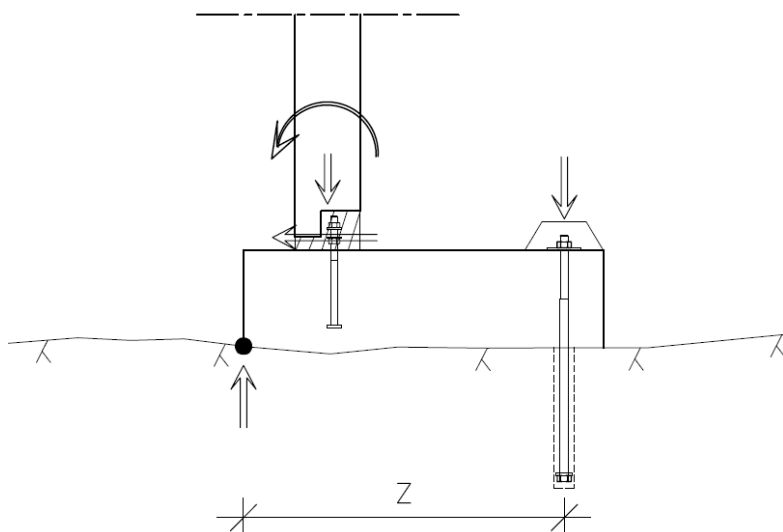
## 4.2 Kallionvaraisten perustuksien välinen korkeusero

Ehjässä, vähän rakoilleessa kalliassa voi vierekkäisten perustuksien korkeusero olla suurikin, jollei esimerkiksi louhinta ole aiheuttanut rikkonaisuutta ylemmän anturan alapuolelle. Jos tällaisia rakenneratkaisuja suunnitellaan tulevaisuuteen, kalliota on tutkittava jo suunnitteluvaiheessa. Tarvittaessa kalliota lujitetaan esimerkiksi pultituksella. Ratkaisut vaativat aina lisätutkimuksia ja suunnitelmia. [13] Tässä työssä ei käsitellä tarkemmin kallion lujittamista. Lisätietoa esimerkiksi kalliopultituksen suunnittelusta löytyy RIL 266-2014 Kalliopultitusohje.

## 4.3 Kallionvaraisten perustuksien ankkurointi

Perustusrakenteeseen kohdistuessa suuria kaatavia momentteja tai paljon leikkausvoimaa, voidaan perustusta pienentää kalliopulteilla kuvan 8 mukaisesti. Rakennesuunnittelija voi laskea vaihtoehtoiset ratkaisut eli ilman pultteja ja pulttien kanssa, jolloin päästään kiinni kustannustehokkaampaan ratkaisuun. Kalliopulttien tapauksessa suunnittelijan täytyy muistaa huomioida mitoituksessa muun muassa seuraavat asiat:

- esijännitettyjen ankkurien tapauksessa betonin paikallinen puristuskestävyys
- pulttien/ankkureiden kaksinkertainen korroosiosuojaus
- pulttien/ankkureiden yhdistettyrasitus (leikkaus- ja normaalivoima).



**Kuva 8. Kallionvaraisen anturan momenttikapasiteetin kasvattaminen esijännitettyjen ankkureiden avulla.**

#### 4.4 Lisähuomioita

Lisäksi suunnittelussa on muistettava, että kallio johtaa hyvin ääntä ja näin ollen myös louhintatärinää, joten kallionvaraisesta perustuksesta tärinä välittyy hyvin ylempiin rakenteisiin. Murskearinalla on tärinöitä vaimentava vaikutus [8].

Kulmakiertymien hallinnan kannalta on haasteellista, jos osa perustuksista valetaan kallion vaaraa eli painumattomana ajateltavan kerroksen päälle ja osa painuvan kerroksen päälle. Perustamistapaa voidaan yhtenäistää siten, että kaikki perustukset tehdään vähintään 300mm paksun murskekerroksen varaan, jolloin myös kapillaarikatko on helppo toteuttaa samalla.

#### 4.5 Kantokestävyys STR/GEO kallionvaraisissa perustuksissa

Pohjapaineen jännitysjakautuma on kolmioimainen perustettaessa kalliolle. Kantokestävyyden mitoitus ehdossa tarkastetaan, että nurkkajännityksen mitoitusarvo on pienempi kuin kallion kantokestävyyden mitoitusarvo. [8]

#### 4.6 Maanvarainen perustaminen

Perustuksen katsotaan olevan maanvarainen, kun se on perustettu suoraan maan varaan tai kallion päälle rakennetun murskearinal varaan. Kaavalla (3.3) lasketun maan kantokestävyyden ominaisarvo rajoitetaan arvoon 2 MPa. Anturan alla olevan maan oletetaan olevan homogeenistä syvyyteen  $2 B$  anturan alapinnasta, poikkeuksena kallion päällä

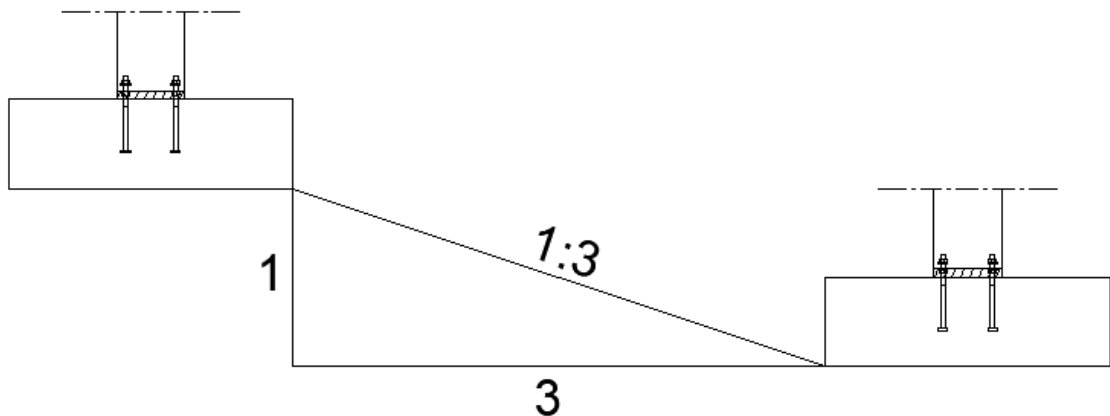
oleva murskearina. [8] Jos maalla on perustuksen alapuolella selvästi kerroksellinen rakenne, tulee maaparametrien mitoitusarvot määrittää jokaiselle kerrokselle erikseen. [14]

#### 4.7 Maanvaraisten perustuksien välinen korkeusero

Kulma kahden anturan lähimmän alakulman välissä ei saisi kasvaa yleisen suosituksen mukaan suuremmaksi kuin 1:3. Kuvassa 9 havainnollistetaan 1:3 korkeuseron muodostumista. Perusmuurin pituussuuntaisen kaltevuuden maksimiarvon tulisi olla sama. Kulman ollessa tätä jyrkempi tulee alemman perustuksen mitoituksessa huomioida ylemmältä perustukselta tulevia rasituksia. Kulman ollessa 1:3 tai pienempi heijastuvat jännitykset ovat minimaalisia. [13] Väitettä voidaan perustella muun muassa sillä, että perustuksen murtopinta on riippuvainen alapuolisten maalajien leikkauskestävyyskulmasta [15]. Perustuksien alapuolella olevien maalajien leikkauskestävyyskulma eli kitkakulma on tyypillisesti suurempi kuin

$$\tan^{-1}\left(\frac{1}{3}\right) = 18.4^{\circ}, \quad (4.1)$$

hienon hiekan leikkauskestävyyskulman ollessa  $\varphi' = 30^{\circ}$  Pohjarakennusohjeet sillan suunnittelussa taulukon 1 mukaan.



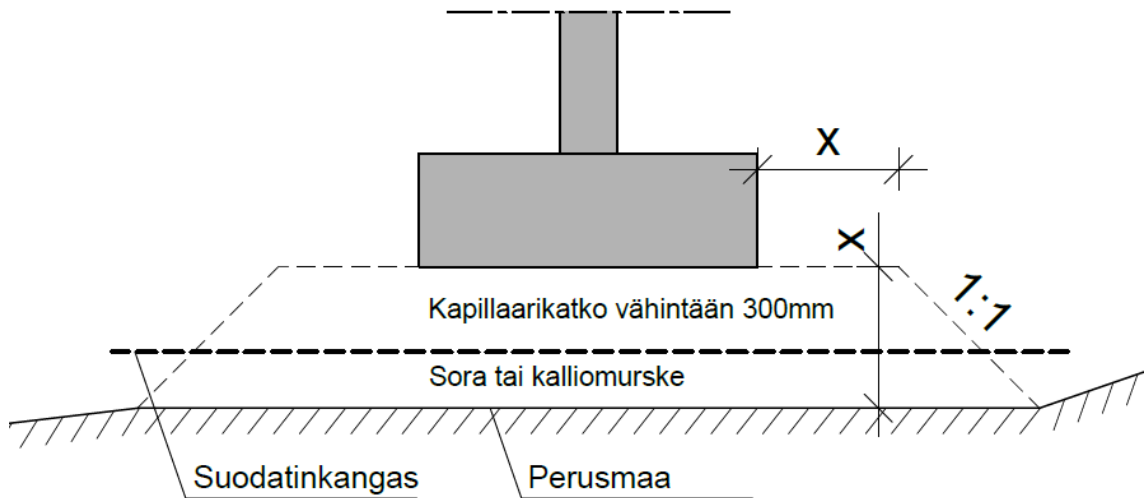
*Kuva 9. Korkeuseron 1:3 muodostuminen.*

#### 4.8 Kapillaarikatko ja arinakerros

Perustuksia valetaan enää poikkeustapauksissa suoraan perusmaan päälle. Nykyään lähes poikkeuksetta perustusrakenteiden alapuolelle laitetaan vähintään 300 mm tiivistetty kalliomurske/sorakerros. Kerros estää pohjamaan häiriintymisen sekä tasoittaa pohjapaineen jakautumista alla oleville kerroksille.

Kapillaarinen vedennousu rakenteisiin on katkaistava [6]. Arinakerros voi toimia samaan aikaan myös kapillaarisen nousun estävänä kerroksena. Kuitenkin kerroksen rakeisuuden

on oltava tällöin mahdollisimman laajalta skaalalta esimerkiksi 6...32 mm. Kerrospak-  
suus määräytyy käytettävän kapillaarikatkokerroksen kapillaarisesta veden nousu kor-  
keudesta. Rakennekerroksien mahdollinen toteutustapa on esitetty kuvassa 10.



**Kuva 10. Arinakerros ja kapillaarikatkokerros.**

## 4.9 Pohjaveden vaikutus kantavuuteen

Pohjaveden aiheuttama noste pienentää perustuksen alapuolisen maan tehollista tilavuus-  
painoa ja vaikuttaa kantavuuteen. Jos ylin pohjavedenpinta on syvyydellä  $z < B$ , laske-  
taan maan tehollinen tilavuuspaino  $\gamma'_2$  seuraavalla kaavalla

$$\gamma'_2 = \gamma' + \left(\frac{z}{B}\right)(\gamma - \gamma'), \quad (4.2)$$

missä

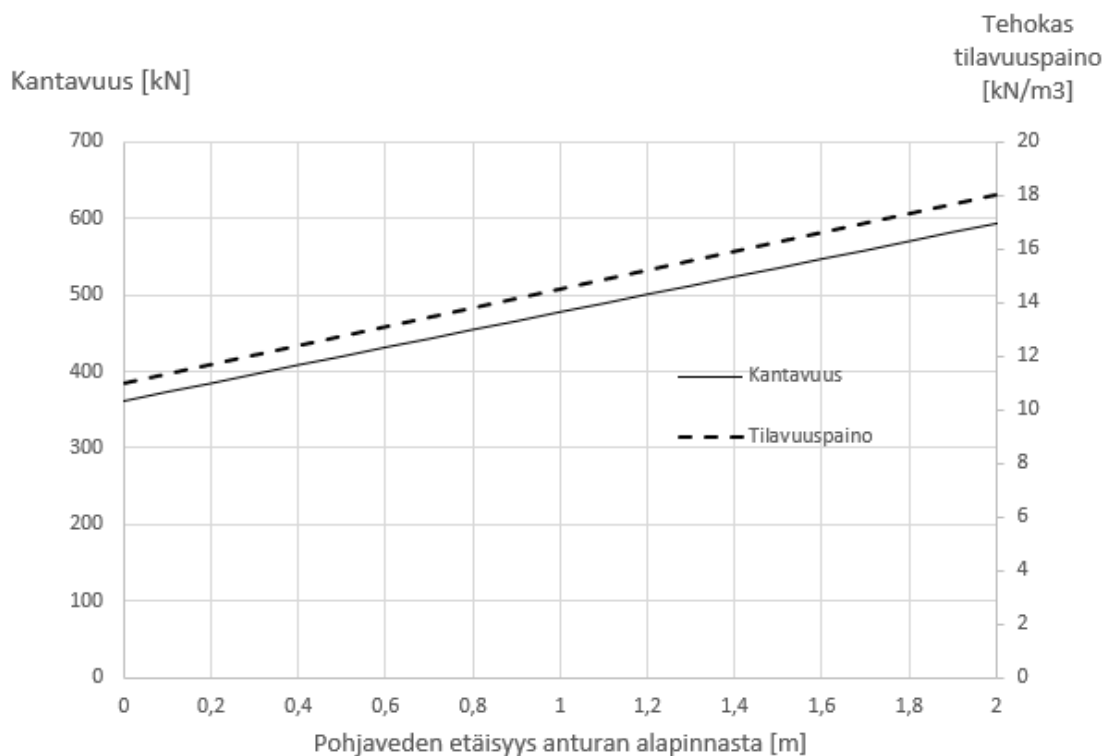
$z$  on pohjavedenpinnan etäisyys anturan alapinnasta

$B$  on anturan leveys, jos leveys  $L$  on pienempi niin käytetään sitä

$\gamma'$  maan tehollinen tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella

$\gamma$  maan tilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella.

Kaava (4.2) on esitetty kirjassa RIL157-2 sivulla 73. [16] Seuraavaan kuvaan 11 on ha-  
vainnollistettu pohjavedenpinnan korkeuden vaikutusta anturan kantavuuteen. Voidaan  
todeta, että kantavuus pienenee noin 20 % arvioitaessa pohjaveden pinta väärin 1 m  
verran.



**Kuva 11. Pohjavedenpinnan etäisyyden vaikutus anturan kantavuuteen ja maan tehokkaaseen tilavuuspainoon. Kaavion vasemmasta pystysarakkeesta luetaan kantavuus ja oikeasta tehokas tilavuuspaino.**

Laskennassa käytetyt oleelliset lähtötiedot listattuna

- mitoitustapa DA2
- maan tehokas kitkakulma  $30^\circ$
- perustamissyvyys 0,9 m
- maantehtokas tilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella 18 kN/m<sup>3</sup>
- maantehtokas tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella 11 kN/m<sup>3</sup>
- perustuksen koko  $B = 2$  m,  $L = 2$  m,  $h = 0,5$  m
- kuormat: pystykuorma 300 kN, vaakakuorma 50 kN, momentti 150 kNm.

#### 4.10 Kaltevan maanpinnan vaikutus kantavuuteen

Perustuksen viereinen maanpinta voi olla voimakkaastikin kalteva, joten se on huomiotava kantavuudessa Brinch-Hansenin esittelemällä kertoimella  $g$ . [8] Pienennyskerroin saadaan seuraavalla kaavalla

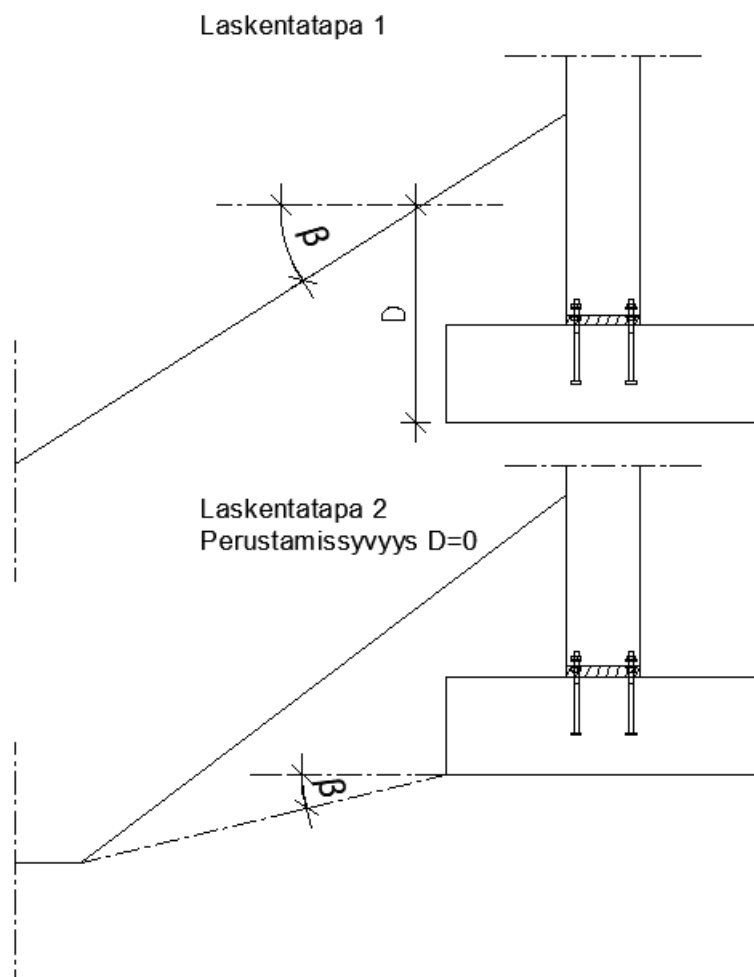
$$g = (1 - 0,5 \tan \beta)^5, \quad (4.3)$$

missä

$\beta$  on maanpinnan kaltevuus vaakatasoon suhteen.

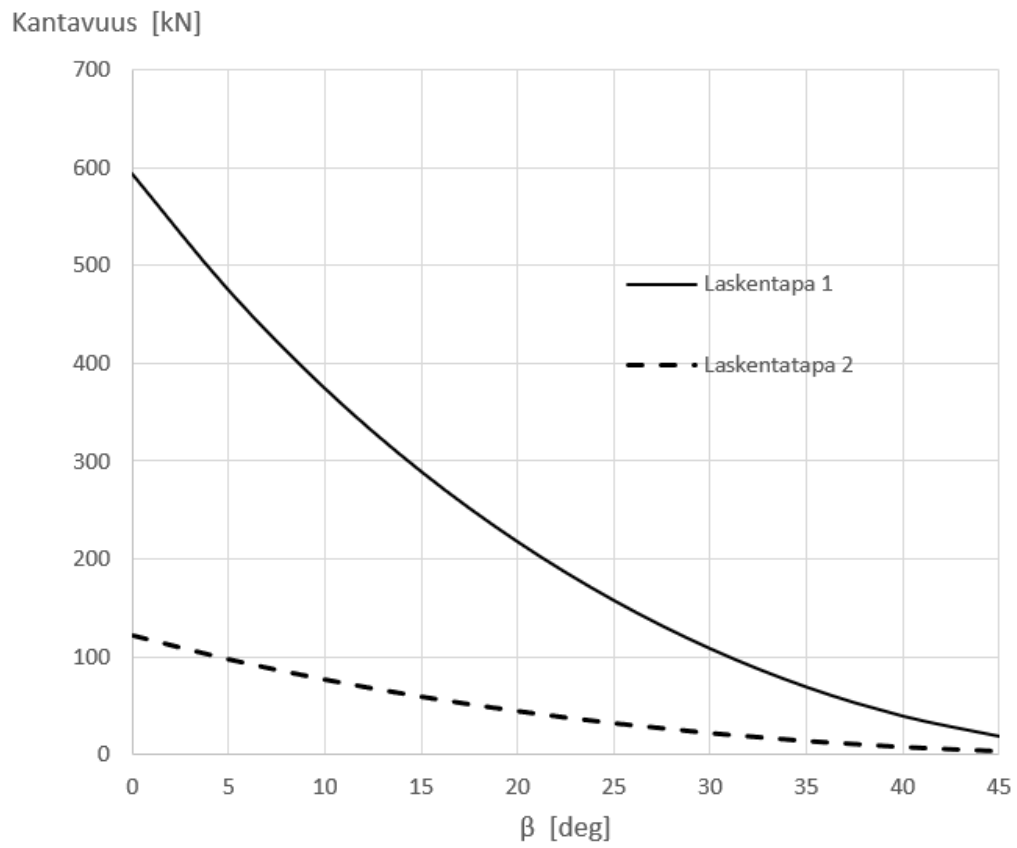


Perustamissyvyys  $D$  ja kulma  $\beta$  määritellään tällöin kuvan 12 perusteella ja saaduista kantavuuksista valitaan suurempi.



**Kuva 12. Kalteva maanpinta heikentää anturan kantavuutta. Laskenta suoritetaan kahdella eri tavalla ja saaduista tuloksista valitaan suurempi. Perustuu lähteeseen [8].**

Kuvassa 13 on laskettu maanpinnan kaltevuuden vaikutus anturan kantavuuteen laskentatavoilla 1 ja 2 muuttamalla kulman  $\beta$  arvoa. Laskennan lähtötiedot ovat samat kuin kapaleessa 4.9. Huomataan, että kantavuus heikkenee hyvin nopeasti laskentatavalla 1. Laskentatapa 2 tuottaa näillä lähtötiedoilla pienen kantavuuden jo ilman pienennyskertoimen vaikutusta.



***Kuva 13. Maanpinnan kaltevuuden vaikutus anturan kantavuuteen. Kantavuudeksi valitaan suurempi arvo laskentatavoista 1 ja 2.***

## 5. RAKENNETEKNINEN MITOITUS

Tässä luvussa käsitellään pilarianturoiden rakenneteknistä mitoitus. Alussa käydään läpi betonin ja raudoitusteräksien materiaaliominaisuuksia. Tämän jälkeen tarkastellaan mitoitus taivutuksen ja pääraudoituksen ankkuroinnin suhteen sekä esitellään käyttörajoituksen vaatimat tarkastelut. Pilarianturan lävistysmitoitus käsitellään seuraavassa pääluvussa.

### 5.1 Betonin ja teräksen materiaaliominaisuudet

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 betonit jaetaan puristuslujuuden mukaan eri lujuusluokkiin. Lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden iässä määritettävään lieriölujuuden ominaisarvoon  $f_{ck}$ . Tunnuksena luokitteluun käytetään C kirjainta, jota seuraa lieriölujuuden ja kuutiölujuuden  $f_{ck,cube}$  arvot. Betonien materiaaliominaisuuksia on esitetty taulukossa 4. Murtorajatilatarkasteluissa hyödynnetään yleensä vain betonin puristusominaisuudet, koska vetolujuus on ainoastaan noin kymmenesosan puristuslujuudesta. Kuvassa 15 on esitetty betonin puristusjännityksen ja muodonmuutoksien yhteys. Taulukossa 4 on esitetty lukuarvot kuvan 15 muuttujille. [5] Perustusrakenteissa ei käytetä kuin poikkeustapauksissa niin sanottuja korkealujuusbetoneja  $f_{ck} > 50$  MPa, joten niitä ei käsitellä tässä työssä.

**Taulukko 4. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. [5]**

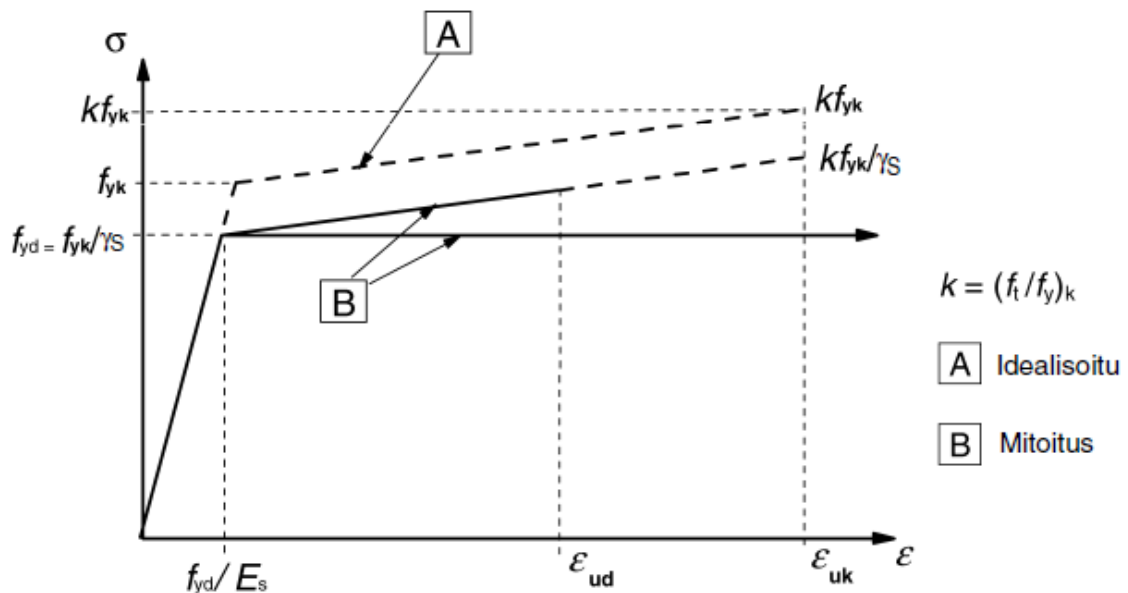
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$ (MPa)	25	30	37	45	50	55	60
$f_{cm}$ (MPa)	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ctm}$ (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,005}$ (MPa)	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9
$E_{cm}$ (GPa)	30	31	33	34	35	36	37
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2						
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5						
$n$	2						
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75						
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5						

Teräsbetonirakenteissa teräksen ja betonin on muodostettava yhdessä toimiva kokonaisuus. Teräksillä otetaan yleensä vastaan kaikki vetorasitukset, koska betonin heikko vetolujuuskapasiteetti ei pysty niitä vastaanottamaan. Teräkset ovat sitkeitä ja kestävät hyvin muodonmuutoksia. Betoniraudotteissa käytettävät teräkset jaotellaan niiden myötölujuuden  $f_{yk}$  mukaan. Raudotteiden sitkeyden tulee olla riittävän suuri ja se määritellään teräksen vetolujuuden  $f_t$  ja myötörajan välisen suhteen sekä murtovenymän  $\epsilon_{uk}$

arvoina. Betoniteräksien vaadittavat ominaisuudet tulee osoittaa käyttämällä standardin SFS-EN 10080 mukaisia testausmenetelmiä. Standardin SFS-EN 1992-1-1 liitteessä C teräkset jaotellaan kolmeen sitkeysluokkaan A, B ja C. Myötölujuuden  $f_{yk}$  tulee edellä mainituissa luokissa olla 400...600 MPa. Yleisimmin käytetyt A500HW ja B500B betoniteräkset kuuluvat sitkeysluokkaan B. Taulukossa 5 on esitetty betoniterästen sitkeysluokkiin liittyviä vaatimuksia. Kuvassa 14 on esitetty SFS-EN 1992-1-1 betoniterästen jännitys-venymäyhteyden kaksi mallia, joita ovat nouseva jännitys ja vakiojännitys myötörajan jälkeen. Muodonmuutoksen suuruutta ei rajoiteta vakiojännityksen tapauksessa, vaan jännitys pysyy vakiona myötörajan ylittymisen jälkeen. Nousevan jännityksen tapauksessa teräksen jännitys saa nousta, kunnes muodonmuutos saavuttaa sallitun ylärajan  $\epsilon_{ud}$ . [5] [17]

**Taulukko 5. Sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset SFS-EN 1992-1-1 liitteen C mukaan. [5]**

Tuotteen muoto	Suorat ja oikaistut tangot			Verkkorautoitteet		
Luokka	A	B	C	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$	400...600 MPa					
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo			$<1,35$			$<1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$



**Kuva 14. Idealisoitu betoniteräksen jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat. [5]**

## 5.2 Osavarmuus ja lujuus

Rajatilamitoituksessa varmuudet osoitetaan osavarmuuksilla. Eurokoodin pääperiaate on, että kuormia kasvatetaan ja materiaalien lujuuksia pienennetään. Taulukossa 6 on esitetty Suomen kansallisen valinnan mukaiset murtorajatilan ja onnettomuusrajatilan osavarmuusluvut betonille ja betoniteräksille.

**Taulukko 6. Betonin ja betoniteräksen osavarmuusluvut Suomen kansallisen valinnan mukaan murto- ja onnettomuusrajatilassa. [18]**

Mitoitustilanne	Osavarmuusluvut	
	Betoni $\gamma_c$	Betoniteräs $\gamma_s$
Murtorajatila	1,5	1,15
Onnettomuusrajatila	1	1

Suomen kansallinen valinnan mukaan betonin puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  määritetään käyttämällä osavarmuuslukua

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (5.1)$$

missä  $f_{ck}$  on betonin lieriölujuus ja  $\gamma_c$  on betonin osavarmuus.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  määritetään kohdistamalla osavarmuusluku seuraavasti

$$f_{cd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (5.2)$$

missä  $f_{ctk,0,05}$  on betonin vetolujuus.

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  $f_{yd}$  määritetään seuraavasti

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (5.3)$$

missä  $f_{yk}$  on betoniteräksen myötölujuus ja on  $\gamma_s$  betoniteräksen osavarmuusluku.

## 5.3 Betonipeite ja säilyvyys

Standardin SFS-EN 1992-1-1 suunnitteluperusteiden mukaan hyvin säilyvän rakenteen tulee täyttää lujuutta, stabiiliutta ja käyttökelpoisuutta koskevat vaatimukset koko rakenteen suunnitellun käyttöiän ajan. Tällöin rakenteen ei oleteta merkittävästi menettävän käyttökelpoisuuttaan, eikä sen käyttökelpoisuuden oleteta vaativan kohtuutonta

ennakolta-aavistamatonta huolenpitoa. Rakenteen vaadittava suojaus tulee toteuttaa huomioiden rakenteen rasitukset sekä käyttötarkoitus. Rasitukset muodostuvat pääasiassa seuraavista tekijöistä kuten välittömien kuormien, välillisten kuormien ja ympäristö olosuhteiden vaikutuksesta. Perustuksien välillisiä kuormia ovat esimerkiksi kutistumisesta syntyvät pakkovoimat. Perustuksien välittömät kuormat aiheutuvat pääosin yläpuolisilta rakenteilta. Ympäristövaikutukset ovat joko kemiallisia tai fysikaalisia. Kemiallisia rasituksia ovat sulfaattisuolat, happoliuokset ja kloridit. Lämpötilan muutos on esimerkki välillisenä ilmenevästä fysikaalisesta rasituksesta. [5]

Betonipeitteenä pidetään betonipinnan ja pintaa lähinnä olevan raudoitteen etäisyyttä. Betoniraudoitteiden korroosiosuojaukseen vaikuttavat betonipeitteen paksuus, laatu, tiheys ja halkeilu. Valvomalla betonin vesi-sementti-suhdetta voidaan vaikuttaa betonipeitteen tiheyteen, laatuun ja halkeiluun. Betonipeitteen paksuus sekä osittain myös halkeilu määräytyvät rakenteen käyttötarkoituksen ja siihen kohdistuvien rasitusten perusteella. Palokestävyysvarmistamiseksi betonipeitteelle voidaan antaa erillisiä arvoja. [5]

Suunnitelmissa esitetään yleisimmin betonipeitteen nimellisarvo  $c_{nom}$ , joka määritellään vähimmäisarvon  $c_{min}$  ja suunnittelussa huomiotavan mittapoikkeaman  $\Delta c_{dev}$  summana

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (5.4)$$

Perustuksissa betonipeitteen vähimmäisarvoon vaikuttavat ympäristöolosuhteiden lisäksi toteutustapa. Suomen kansallisen liitteen standardiin SFS-EN 1992-1-1 mukaan betonipeitteen nimellisarvoa suurennetaan ja sallitaan samalla suurempia poikkeamia, kun betonia valetaan epätasaisia pintoja kuten maata vasten. Rasitusluokkien mukaiset vähimmäisarvot  $c_{min,dur}$  on esitetty taulukossa 7, joka on määritelty standardin SFS EN 1992-1-1 Suomen kansallisten valintojen mukaan. Itse standardissa on esitetty hieman laajempi määrittely rasitusluokan mukaisille betonipeitteen vähimmäisarvoille, joihin vaikuttavat muun muassa rakennusosan muoto, vaativuusluokka ja laadunvarmistusmenetelmät. Suunnittelija voi kasvattaa betonipeitteen nimellisarvoa, jos näkee toimenpiteen tarpeelliseksi. [5] [18]

**Taulukko 7. Betonipeitteen vähimmäisarvot. Taulukko perustuu Suomen Rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita käsittelevään osioon. [18]**

Rasitusluokka standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2	XC3,XC4	XD1,XS1	XD2,XS2	XD3,XS3
$c_{min,dur}$	10	10	20	25	30	35	40
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5
<b>Huomatuksia</b> <i>Betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonin lujuusluokkaa kasvatetaan 10 MPa siitä mitä säilyvyyden kannalta olisi vähimmäisvaatimus</i>  <i>Betonin säilyvyyden tulee myös muilta osin täyttää 100 vuoden käyttöikävaatimus, mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta</i>							

Suunnittelussa ja mitoituksessa on lisäksi huomioitava mittapoikkeama  $\Delta c_{dev}$ , jonka suuruus on 10 mm. Elementeissä voidaan käyttää pienempää mittapoikkeamaa, jos se voidaan perustella paremmilla valmistusolosuhteilla ja sisäisillä laadunhallintajärjestelmillä. [5]

## 5.4 Taivutetun poikkileikkauksen mitoitus

Määrittäessä murtorajatilassa teräsbetonirakenteiden taivutuskestävyyttä tehdään seuraavat oletukset:

- poikkileikkaustasot säilyvät tasoina
- tartunnallisen raudoituksen ja sitä ympäröivän muodonmuutos puristuksessa ja vedossa on samansuuruiset
- betonin vetolujuutta ei huomioida.
- lisäksi tässä työssä ei käsitellä betoneja, joiden lujuus  $f_{ck} > 50\text{MPa}$

Taivutusraudoituksen mitoitusprosessin alussa tiedetään seuraavat tekijät

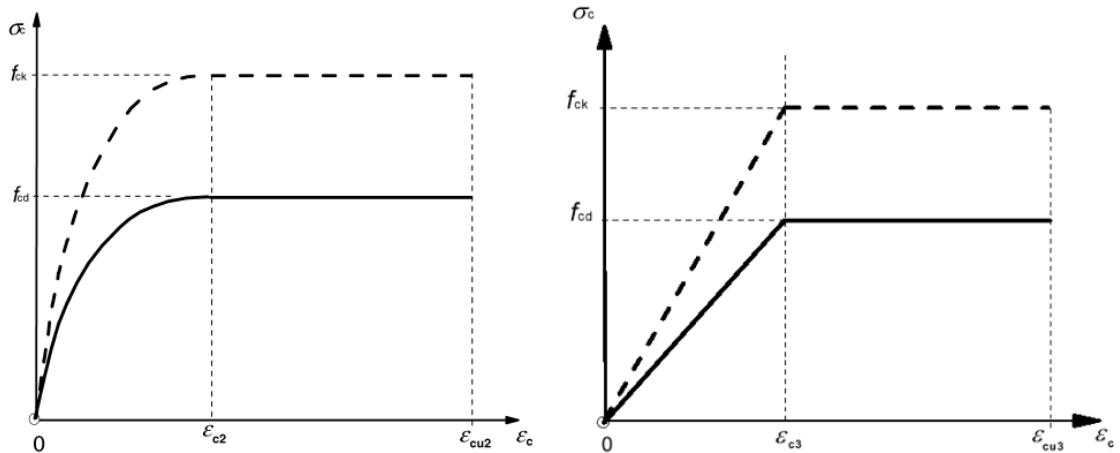
- ulkoisten kuormien aiheuttama mitoitusmomentti  $M_{Ed}$
- poikkileikkauksen korkeus  $h$  ja leveys  $b$
- poikkileikkauksen tehollinen korkeus  $d$
- betonin ja teräksen mitoituslujuudet  $f_{cd}$  ja  $f_{yd}$ .

Mitoituksen pitää täyttää seuraava yhtälö

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1, \quad (5.5)$$

eli mitoitusmomentin  $M_{Ed}$  pitää olla pienempi kuin poikkileikkauksen momenttikestävyys  $M_{Rd}$ .

Betonin puristusjäännitykselle ja muodonmuutokselle määritelty yhteys on esitetty kuvassa 15. Vasemmalla on paraabeli-suorakaidekuvio ja oikealla bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys. [5]



**Kuva 15.** Kuvassa on esitetty betonin puristusjäännityksen ja muodonmuutoksen välinen yhteys. [5]

Kuvan 15 mukainen jännitys-muodonmuutosyhteys voidaan ilmaista myös yhtälöryhmänä seuraavasti

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \quad \text{kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (5.6)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \quad \text{kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (5.7)$$

missä taulukosta 4 luettavat arvot

$n$  on 2

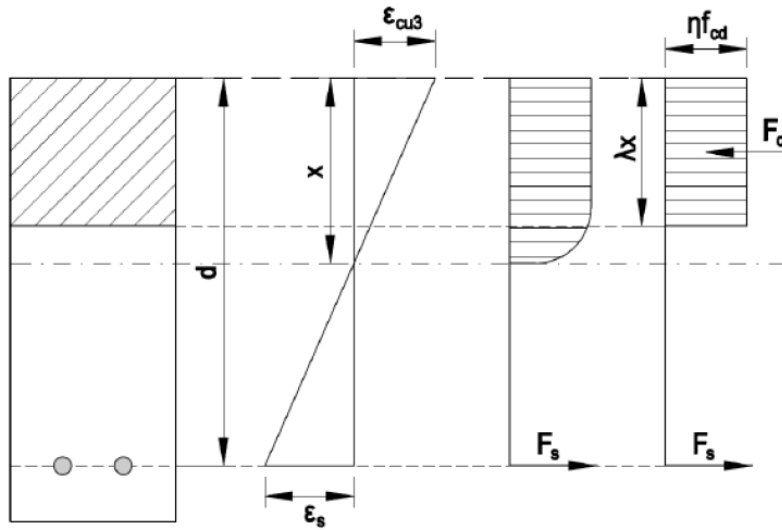
$\varepsilon_{c2}$  on maksimilujuuden saavuttamiskohdan muodonmuutos 2 ‰

$\varepsilon_{cu2}$  on murtopuristuma, joka on 3,5 ‰.

Poikkileikkauksen oletetaan pysyvän tasona, kun betonin puristuma on enintään  $\varepsilon_{cu2}$  tai  $\varepsilon_{cu3}$  riippuen käytettävästä jännitys-muodonmuutosyhteydestä. Raudoituksen venymää ei tarvitse rajoittaa, kun käytetään myöden jälkeen vakiona pysyvää jännitystä. [5] Betonin luokan ollessa korkeintaan C50/60, saa puristuma olla enintään 3,5 ‰. Normaali-raudoitetun poikkileikkauksen puristuspinnan suurimmaksi mahdolliseksi korkeudeksi saadaan kuvan 16 perusteella johdettua

$$x < \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} d. \quad (5.8)$$





**Kuva 16. SFS-EN 1992-1-1 mukainen betonipoikkileikkauksen suorakaiteen muotoisen jännitysjakauma. [5]**

Jännitysresultanttia laskettaessa voidaan käyttää kuvan 16 perusteella suorakaiteen mu-  
kaista jännityssuorakaidetta. Sen tehollisen korkeuden kerroin  $\lambda$  on

$$\lambda = 0,8 \quad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.9)$$

ja edelleen tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin  $\eta$

$$\eta = 1 \quad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.} \quad (5.10)$$

Kuvan 16 teräksen vetoresultantiksi  $F_s$  sekä betonin puristusresultantiksi  $F_c$  saadaan joh-  
dettua

$$F_s = A_s f_{yd} \quad (5.11)$$

$$F_c = b \lambda x f_{cd} \quad (5.12)$$

Momenttitasapainoehdon mukaisesti voimien täytyy olla samansuuruiset eli

$$F_c = F_s \quad (5.13)$$

edelleen niiden välinen etäisyys eli sisäinen momenttivarsi saadaan

$$z = d - \frac{\lambda x}{2} \quad (5.14)$$

näin ollen poikkileikkauksen momenttikapasiteetti on

$$M_{Rd} = F_c z = F_s z \quad (5.15)$$

Tasapainoehto voidaan esittää muodossa

$$b\lambda x f_{cd} = A_s f_{yd} \quad (5.16)$$

ja kun kaava (5.16) muutetaan muotoon

$$\lambda x = \frac{A_s f_{yd}}{b f_{cd}} \quad (5.17)$$

sekä edelleen sijoitetaan kaavaan (5.14), jolloin

$$z = d - \frac{A_s f_{yd}}{2b f_{cd}} \quad (5.18)$$

Seuraavaksi sijoitetaan kaavat (5.11) ja (5.18) kaavaan (5.15) saadaan momenttikestävyydelle  $M_{Rd}$  yhtälö

$$M_{Rd} = F_c z = A_s f_{yd} \left( d - \frac{A_s f_{yd}}{2b f_{cd}} \right). \quad (5.19)$$

Tästä toisen asteen yhtälöön johtavasta kaavasta voidaan ratkaista poikkileikkauksen vaatima teräsmäärä  $A_s$ . Kirjallisuudessa johdetaan vetorausoitettun poikkileikkauksen teräsmäärän  $A_s$  yhtälöt mitoitusmomentille, joten on yksinkertaisempaa selvittää se kirjallisuudessa johdettuja merkintöjä käyttäen.

Vetorausoitettun poikkileikkauksen teräsmäärä voidaan johtaa kaavaa (5.19) käyttäen jolloin saadaan

$$\frac{\lambda x}{d} = \frac{A_s}{bd} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Muuttamalla merkintöjä seuraavasti

$$\beta = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \omega$$

Merkinnät tarkoittavat

$$\beta = \frac{\lambda x}{d}$$

on puristuspinnan suhteellinen korkeus ja

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

on geometrinen raudoitussuhde sekä

$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

on mekaaninen raudoitussuhde.

Nyt sisäisen momenttivarren  $z$  kaava (5.14) voidaan johtaa muotoon

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (5.20)$$

Ja poikkileikkauksen taivutuskestävyyden kaavaa voidaan yksinkertaistaa seuraavasti

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_c z = b y f_{cd} \left( d - \frac{y}{2} \right) \\ &= \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) b d^2 f_{cd} \\ &= \mu b d^2 f_{cd} \end{aligned} \quad (5.21)$$

Missä merkintä

$$\mu = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (5.22)$$

tarkoittaa suhteellista momenttia.

Kun rakenteen poikkileikkaus on tunnettu, voidaan laskea suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} \quad (5.23)$$

Raudoituksen myötövenymä  $\varepsilon_{yd}$  riippuu raudoituksen lujuudesta ja materiaalin osavarmuusluvusta. Taulukossa 8 on esitetty kahden eri lujuusluokan raudoitukselle raja-arvot tehollisen puristuspinnan suhteelliselle korkeudelle  $\beta_{bd}$  ja suhteelliselle momentille  $\mu_{bd}$ . [19] Tasapainoraidoitusrajan mukainen suhteellinen puristuspinnan korkeus saadaan laskettu seuraavasti

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} B \quad (5.24)$$

**Taulukko 8. Tasapainoraidoitettun poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteelliset korkeudet ja suhteelliset momentit lujuusluokissa 500 MPa ja 600 MPa. Taulukko perustuu lähteeseen [19].**

Osavarmuusluku	$f_{yk}=500$ MPa		$f_{yk}=600$ MPa	
	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$
$\gamma_s = 1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353

Seuraavaksi on tarkistettava, että poikkileikkauksen suhteellinen momentti  $\mu$  on pienempi kuin tasapainoraidoitettun poikkileikkauksen suhteellinen momentti  $\mu_{bd}$ .

$$\mu \leq \mu_{bd} \quad (5.25)$$

Jos kaava (5.25) on voimassa, voidaan poikkileikkaus mitoittaa normaaliraidoitettuna, ja suhteellisen momentin avulla voidaan määrittää tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (5.26)$$

Ja edelleen poikkileikkauksen vaadittu teräsmäärä

$$A_s = \beta db \frac{f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (5.27)$$

Anturan raidoitussäännöissä sovelletaan ristiin kantavien laattojen sääntöjä. [21] Tämän mukaan anturaan asennetaan kummassakin suunnassa vähintään vähimmäisraudoitusalan verran raidoitusta, mikä on suurin arvo seuraavista

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd, 0,0013bd \right\}. \quad (5.28)$$

## 5.5 Mitoittava pohjapaine murtorajatilassa

Murtorajatilamitoituksessa pohjapaine  $\sigma_{gd}$  oletetaan tasan jakautuneeksi. [21] Keskeisellä kuormituksella lasketaan pohjapaine kaavalla

$$\sigma_{gd} = N_{Ed}/(BL), \quad (5.29)$$

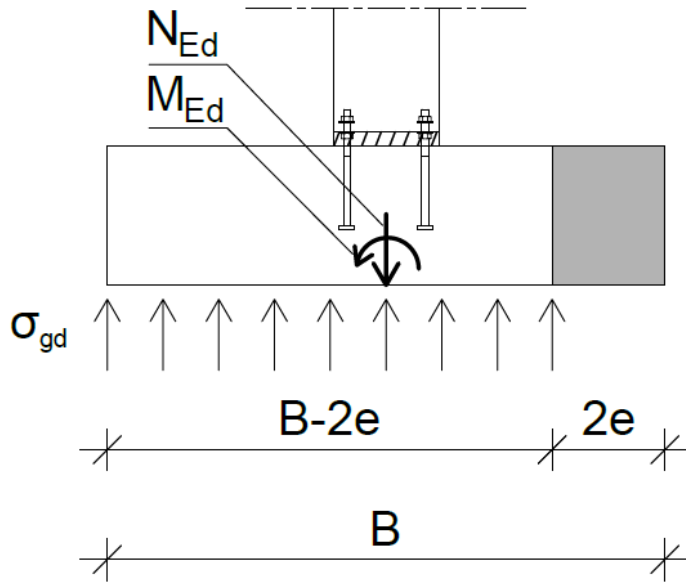
missä  $N_{Ed}$  on mitoittava pystykuorma,  $B$  on anturan leveys ja  $L$  on anturan pituus.

Pilarianturoihin kohdistuvat kuormat ovat lähes poikkeuksetta epäkeskisiä. Epäkeskisyys suunnassa  $B$  lasketaan seuraavasti

$$e = M_{Ed}/N_{Ed}, \quad (5.30)$$

missä  $M_{Ed}$  on taivutusmomentti, joka pyrkii kaatamaan anturan pituusakselin  $L$  ympäri. Kuvaan 17 on piirretty epäkeskisen kuormituksen pohjapainejakautuma ja anturan tehollinen leveys. Jos anturaan kohdistuu epäkeskistä kuormitusta myös toisessa suunnassa, epäkeskisyyttä  $e$  lasketaan vastaavalla tavalla. Mitoittava pohjapaine lasketaan epäkeskisen kuormituksen tapauksessa seuraavalla kaavalla

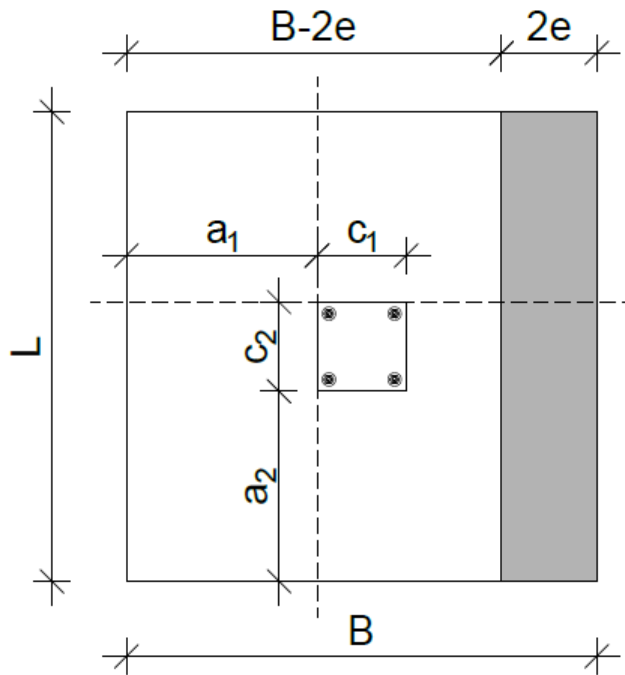
$$\sigma_{gd} = N_{Ed} / ((B - 2e)L). \quad (5.31)$$



**Kuva 17. Pohjapaineen jakautuminen epäkeskisellä kuormituksella. Perustuu by211 kuvaan 2/9.**

## 5.6 Mitoittavat taivutusmomentit murtorajatilassa

Taivutusraudoituksen määräävät poikkileikkaukset sijaitsevat kummassakin suunnassa pilarin kyljessä. [21] Kuvassa 18 havainnollistetaan mitoittavia poikkileikkauksia katkoviivalla sekä anturan mittoja. Kuvan 18 mukaisessa tilanteessa ainoastaan leveyssuunnassa on epäkeskisyyttä.



**Kuva 18.** Mitoittavien taivutusmomenttien laskennassa käytettävät mitat. Anturassa on epäkeskisyyttä leveyssuunnassa.

Mitoittava taivutusmomentti leveyssuunnassa  $B$  lasketaan kaavalla

$$M_{Ed,B} = \frac{1}{2} \sigma_{gd} a_1^2 L, \quad (5.32)$$

missä  $a_1$  on kuvassa 18 esitetty ulokkeen mitta ja pohjapaine kohdistuu koko pituudelle  $a_1$ . Taivutusraudoituksen määräävistä pohjapaineista voidaan vähentää anturan oman painon ja anturan päällä olevan maan painon vaikutus. [21]

## 5.7 Ankkurointimitoitus

Raudoitus tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät betonille luotettavasti ilman tangon suuntaista halkeilua tai lohkeilua. Tässä kappaleessa käsitellään standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaista ankkurointimitoitusta anturoille.

Standardin SFS-EN 1992-1-1 taivutusmitoituksen mukaan mitoittavassa poikkileikkauksessa raudoituksen tulee ankkuroitua täydelle myötövoimalle. [5] Vaatimus voidaan esittää seuraavasti

$$a - c_{nom,v} \geq l_{b,rqd} \quad (5.33)$$

ja edelleen

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (5.34)$$

missä

$a$  on kuvassa 19 esitetty reunaetäisyys

$c_{nom,v}$  betonipeite anturan pystypinnalla

$l_{b,rqd}$  ankkurointipituuden perusarvo

$\emptyset$  betoniteräksen halkaisija

$f_{yd}$  teräksen mitoituslujuus

$f_{bd}$  tartuntalujuuden mitoitusarvo.

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo voidaan laskea murtorajatilassa

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}, \quad (5.35)$$

jossa

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo

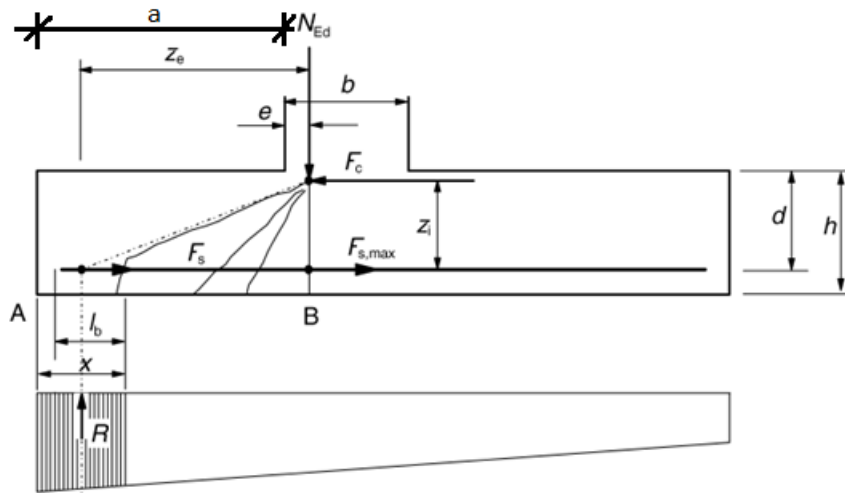
$\eta_1$  on 1 kun vallitsevat hyvät tartunta olosuhteet ja 0,7 muulloin

$\eta_2$  on 1 kun  $\emptyset \leq 32mm$  ja muulloin  $\frac{132-\emptyset}{100}$ .

Ankkurointi kapasiteetin jäädessä vajaaksi voidaan lisätä raudoitusta tai taivuttaa tankoja. Lisättäessä raudoitusala, korvataan kaavan mitoituslujuus pienemmällä jännityksellä  $\sigma_{sd}$ . Pienempi jännitys lasketaan taivutusmitoituksen perusteella vaaditun raudoitusalan  $A_{s,vaad}$  ja toteutuneen raudoitusalan  $A_{s,tot}$  suhteena

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}}. \quad (5.36)$$

Kuvassa 19 on esitelty standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen vinohalkeaman vetovoimamalli, johon liittyvä ankkurointivaatimus on myös tarkastettava mitoituksen yhteydessä. [5]



**Kuva 19. SFS-EN 1992-1-1 kuvassa 9.13 esitetty vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli.**

Mitoitusehtona on, että tartuntavoima  $F_B$  on suurempi kuin kuvan 19 mukainen ankkuroitava voima  $F_S$ .

$$\frac{F_S}{F_B} \leq 1 \quad (5.37)$$

Kuvan 19 mitoille on annettu eurokoodissa seuraavat suositusarvot

$$x = \frac{h}{2} \text{ ja } e = 0,15b \text{ sekä } z_1 = 0,9d. \quad (5.38)$$

Suoritusarvoilla saadaan ankkuroitavan voiman suuruudeksi

$$F_S = \sigma_{gd} L \frac{h}{1,8d} \left( a - \frac{h}{4} + 0,15b \right). \quad (5.39)$$

Ankkurointikestävyys lasketaan kaavalla

$$F_{bd} = l_b f_{bd} \sum u_s, \quad (5.40)$$

jossa ankkurointipituus lasketaan

$$l_b = x - c_{nom,v}, \quad (5.41)$$

ja missä yhden tangon ympärysmitta

$$u_s = \pi \emptyset. \quad (5.42)$$

Ankkurointimitoitus on tarkastettava anturoilla kaikkien pääraudoitusten suunnassa.

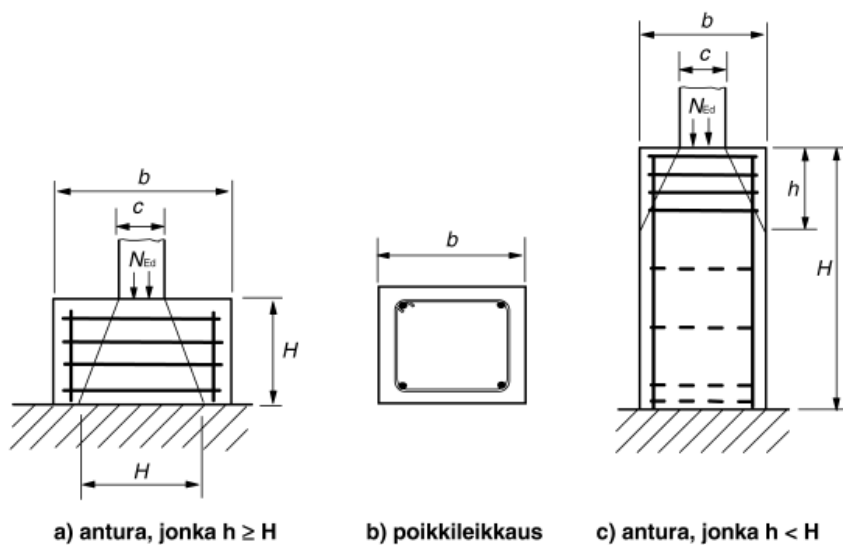


## 5.8 Kallionvarainen pilariantura

Kallionvaraiset ja erittäin kantavan pohjamaan varaan perustetut anturat varustetaan poikkisraudoituksella, joka kestää anturan halkaisuvoimat. Raudoitus tarvitaan, kun pohjapaine murtorajatilassa ylittää arvon  $q_2 = 3$  MPa ja raudoitustangon minimihalkaisija on tällöin 8 mm Suomen kansallisen valinnan mukaan. Halkaisuvoiman suuruus lasketaan kaavalla

$$F_s = 0,25 \left(1 - \frac{c}{h}\right) N_{Ed}, \quad (5.43)$$

missä  $h$  on pienempi mitoista  $b$  ja  $H$ . [5] Mitat määräytyvät kuvan 20 perusteella.



**Kuva 20. Standardin SFS-EN 1992-1-1 kuvassa 9.14 esitetyt mitat  $b$  ja  $H$ .**

Halkaisuvoiman vaatima raudoitusala  $A_{Fs}$  saadaan kaavalla

$$A_{Fs} = \frac{F_s}{f_{yd}}. \quad (5.44)$$

Saatu teräsmäärä jaetaan tasaisesti halkaisuvoiman suunnassa kuvassa 20 esitetylle korkeudelle  $h$ . [20] Raudoitusala ankkuroidaan limittämällä tankoja täyden teräsjännityksen vaatiman ankkurointipituuden verran. Lisäksi tangot taitetaan anturan nurkan muotoiseksi tai vaihtoehtoisesti nurkkaan asennetaan erillinen haka.

## 5.9 Anturoiden rakennetekninen käyttörajatilamitoitus

Tässä kappaleessa käsitellään standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisia käyttörajatiloja anturoille, joita ovat:

- jännitysten rajoittaminen
- halkeamaleveyden rajoittaminen
- taipumien rajoittaminen.

Anturoita koskevat samat käyttörajatilan säännöt kuin muitakin palkki- ja laattarakenteita. Halkeamaleveysrajatila vaatii mitoitus, joka on periaatteessa samanlainen seinä- ja pilarianturoille. Anturat kuuluvat pääsääntöisesti rasitusluokkaan XC2, mikäli mitään kemiallista rasitusta ei kohdistu rakenteeseen. Tällöin halkeamaleveysraja on 0,3 mm pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä. [21]

Eurokoodissa ei ole asetettu taipumarajaa anturoille ja yleensä anturat ovat niin jäykkiä rakenteita, että taipumat ovat todella pieniä. Tässä työssä käsitellään ainoastaan jännitysten ja halkeilun rajoittamista.

## 5.10 Jännitysten rajoittaminen

Halkeilua ei tarvitse erikseen tarkastella, jos raudoituksen vetojännitys on enintään  $0,6 f_{yk}$  kuormien ominaisarvoyhdistelmällä. Pakkovoimista ja pakkomuodonmuutoksista aiheutuva vetojännitys saa on olla enintään  $0,8 f_{yk}$  suuruinen. [5] [18]

## 5.11 Halkeilun rajoittaminen

Perustuksissa syntyy halkeilua kuormituksen ja siirtymien aiheuttamien taivutus-, leikkaus- tai vääntörasituksien seurauksena. Halkeilua on rajoitettava siten, etteivät sen vaikutuksen huononna anturan säilyvyyttä tai rakenneteknistä toimivuutta. Mikäli halkeamat eivät aiheuta haittaa rakenteen toiminnalle, niiden muodostuminen voidaan sallia pyrkimättä rajoittamaan halkeamaleveyttä. Laskennallisesti halkeamaleveyden  $w_k$  raja-arvo  $w_{max}$  määritetään ottamalla huomioon rakenteen käyttötarkoitus ja halkeamaleveyden rajoittamiskustannukset. Taulukossa 9 on esitetty Suomen kansallisen valinnan mukaiset halkeamaleveyden suositusarvot eri rasitusluokissa. [5]

**Taulukko 9. Halkeamaleveyden raja-arvot  $w_{max}$  (mm), rakenteen suunnitellun käyttöiän ollessa enintään 100 vuotta. [18]**

	Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä		
Rasitusluokka	XC0, XC1	XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	XD2, XD3, XS2, XS3
Raja-arvot $w_{max}$	0,40	0,30	0,20
<p><b>Huomautuksia</b></p> <p><i>Rasitusluokkien XC0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, vaan esitetty raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi.</i></p> <p><i>Jos ulkonäölle ei ole asetettu vaatimuksia, raja-arvoa voidaan kasvattaa.</i></p> <p><i>Betonipeitteen ollessa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittu minimipeite <math>c_{min,dur}</math>, halkeamaleveyden raja-arvoa saa korottaa kertoimella <math>K</math>.</i></p> <p><i>Mikäli betonipeite on suurempi kuin 50 mm, käytetään halkeamaleveyden laskennassa betonipeitteen <math>c</math> arvona 50 mm.</i></p> $K = \frac{c_{true} - c_{dev}}{c_{min,dur}} \leq 1,4$ <p><math>c_{true}</math> on suunnitelmien mukainen betonipeite</p>			

Jos rakenteelle ei asete erityisiä vaatimuksia esimerkiksi vedenpitävyyden osalta, katsoaan taulukon 9 mukaisten halkeamaleveyksien raja-arvojen riittävän rakenteen säilyvyyden takaamiseksi. Laskenta suoritetaan kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä. [5]

Halkeamaleveys  $w_k$  lasketaan standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan seuraavasti

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (5.45)$$

missä

$s_{r,max}$  on suurin halkeamaväli

$\varepsilon_{sm}$  on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormitusyhdistelmän vallitessa, mukaan luettuna pakkomuodonmuutoksien vaikutus ja ottamalla huomioon betonin vetojäykkyysvaikutukset

$\varepsilon_{cm}$  on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä.

Kaavan (5.45)  $s_{r,max}$  lasketaan seuraavasti

$$s_{r,max} = 3,4c + \frac{k_1 k_2 0,425 \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}}, \quad (5.46)$$

missä

$\emptyset_{eq}$  on poikkileikkauksessa käytettävien halkaisijaltaan erilaisten tankojen ekvivalentti halkaisija, joka lasketaan kaavalla

$$\emptyset_{eq} = \frac{\sum n_i \emptyset_i^2}{\sum n_i \emptyset_i}, \quad (5.47)$$

jossa  $n_i$  on käytettävän tangon lukumäärä ja  $\emptyset_i$  on tangon halkaisija.

$c$  on vetorausoituksen betonipeite

$k_1$  on tankojen tartuntaominaisuuden huomioiva kerroin, joka on 0,8 betoniteräkselle (A500HW tai B500B)

$k_2$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma:

= 0,5 taivutukselle

= 1,0 pelkälle vedolle.

Kaavan (5.50)  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  lasketaan seuraavasti

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \left( 1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (5.48)$$

missä

$\sigma_s$  on vetorausoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen

$f_{ctm}$  on vetojännityksen alaisen betonialueen  $A_{c,eff}$  vetolujuus

$E_{cm}$  on betonin kimmokerroin

$\rho_{p,eff}$  on suhteellinen raudoitusmäärä vetojännityksen alaisella betonialueella

=  $A_s / A_{c,eff}$

$A_s$  on halkeilua rajoittavan raudoituksen ala

$A_{c,eff}$  on betoniteräksiä ympäröivän vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala, kun alueen korkeus  $h_{c,eff}$  saadaan

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2} \right\}, \quad (5.49)$$

$k_t$  on kuorman vaikutusajan kerroin  
 $= 0,6$  lyhytaikaisille kuormitusyhdistelmille  
 $= 0,4$  pitkäaikaisille kuormitusyhdistelmille.

Halkeilua voi syntyä myös muista syistä kuten plastisen kutistuman seurauksena. Halkeamat voivat olla niin suuria, etteivät ne ole hyväksyttäviä. Niitä voidaan hallita muun muassa betonin koostumuksella ja hyvällä jälkihoidolla. [21] Betoni- ja valutekniikkaa ei kuitenkaan tarkastella tässä työssä tämän tarkemmin.

## 5.12 Pohjapainejakauma käyttörajatilamitoituksessa

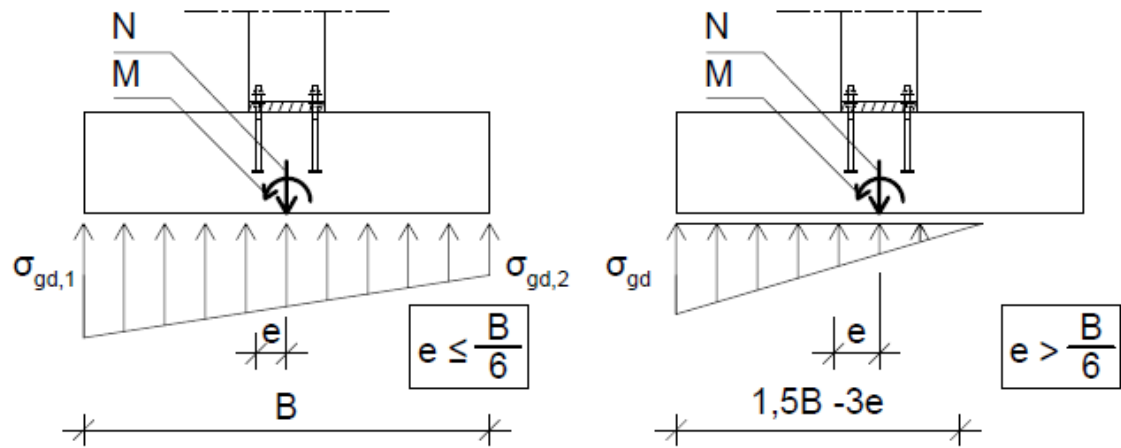
Käyttörajatilamitoituksessa pohjapaineen oletetaan jakautuvan suoraviivaisesti. Epäkeskisyys aiheuttaa trapetsimaisen kuormitusjakauman anturan pohjaan ja suurella epäkeskisyydellä ainoastaan osa anturan pohjasta on kuormitettu. [21] Kuvan 21 mukaiset pohjapainejakautumat lasketaan kaavoilla

$$\sigma_{gd,1} = \frac{N}{BL} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (5.50)$$

$$\sigma_{gd,2} = \frac{N}{BL} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (5.51)$$

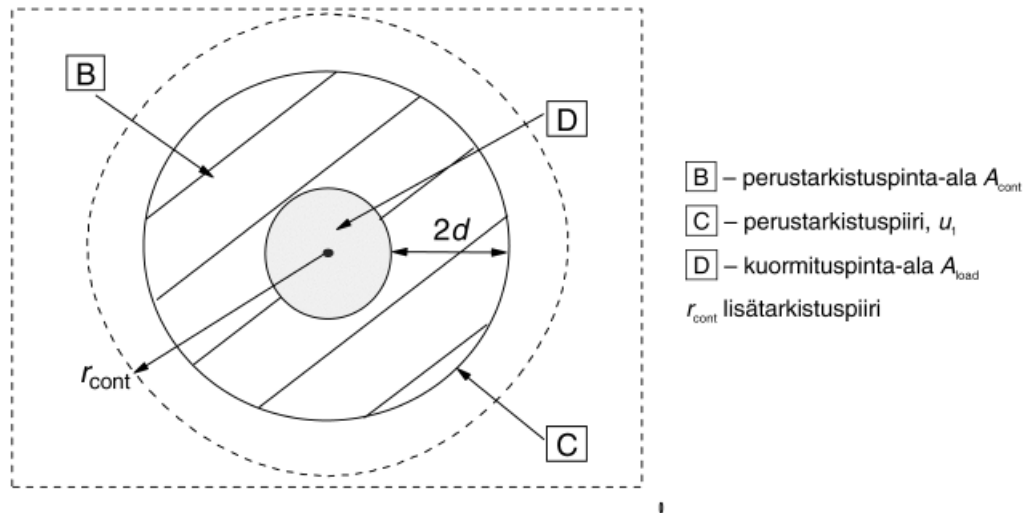
$$\sigma_{gd} = \frac{2N}{(1,5B - 3e)L} \quad (5.52)$$

Kuormituksen epäkeskisyys lasketaan mitoittavan taivutusmomentin  $M$  ja mitoittavan normaalivoiman  $N$  suhteena. Kuormitukseen lasketaan mukaan anturan omapaino sekä anturan päällä mahdollisesti olevien maakerrosten paino. [21]



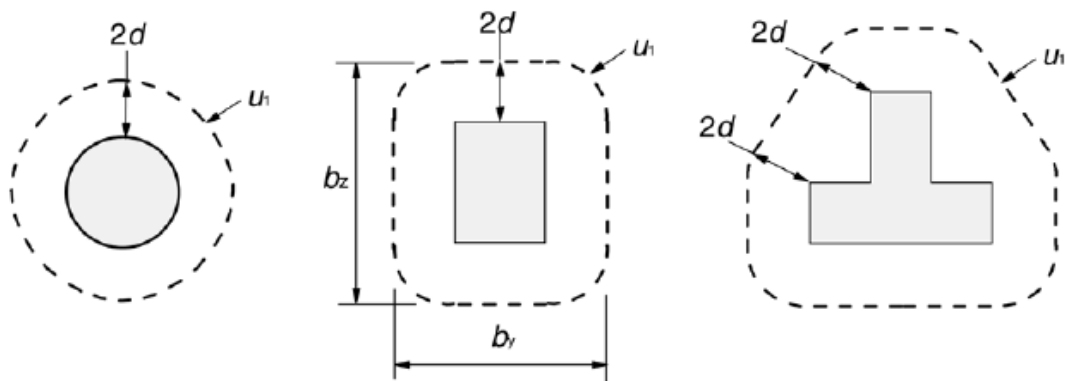
**Kuva 21. Käyttörajan pohjapainejakautumat. Kuva perustuu kirjaan by211 [21].**





**Kuva 23. SFS-EN 1992-1-1 kuvaan 6.12 perustuva lävistyskestävyyden tarkastelumallin vaakaleikkaus, jossa on havainnollistettu perustarkistuspiirin muodostamaa pinta-alaa sekä esitetty kuormituspinta-ala ja mahdollinen lisätarkistuspiiri. [5]**

Standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan perustarkistuspiiri  $u_1$  voidaan valita siten, että se on pituudeltaan mahdollisimman lyhyt ja sijaitsee etäisyydellä  $2,0d$  kuormitetun alan reunasta. Kuvaan 24 on piirretty kolme eri tarkastuspiiriä riippuen pilarin poikkileikkauksesta.



**Kuva 24. SFS-EN 1992-1-1 kuvassa 6.13 esitettyjä perustarkastuspiirejä. [5]**

Tehollinen korkeus oletetaan vakioiksi ja sille voidaan laskea perustapauksissa arvo

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}, \quad (6.1) EC2$$

missä  $d_y$  ja  $d_z$  ovat teholliset korkeudet kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa. [5]



Suorakaiteen muotoiselle pilarille perustarkastuspiiri  $u_1$  saadaan kaavasta

$$u_1 = 2(c_1 + c_2) + 4\pi d, \quad (6.2) \text{ EC2}$$

jossa

$c_1$  on kuorman epäkeskisyyden suuntainen pilarin sivumitta (yleensä saman-suuntainen kuin anturan sivumitta B)

$c_2$  on pilarin sivumitta toisessa suunnassa. [5]

Kuormituksen ollessa keskeinen vaikuttava lävistysvoima on

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed,red}, \quad (6.3) \text{ EC2}$$

missä

$\Delta V_{Ed,red}$  on tarkasteltavan tarkastuspiirin sisäpuolella ylöspäin vaikuttava pohjapaine, josta on vähennetty anturan omapaino.

Keskeisen lävistyskuorman aiheuttama jännitys tarkastuspiirillä  $u$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}. \quad (6.4) \text{ EC2}$$

Kuormituksen ollessa epäkeskeinen lasketaan leikkausjännitys

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[ 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \frac{u}{W} \right], \quad (6.5) \text{ EC2}$$

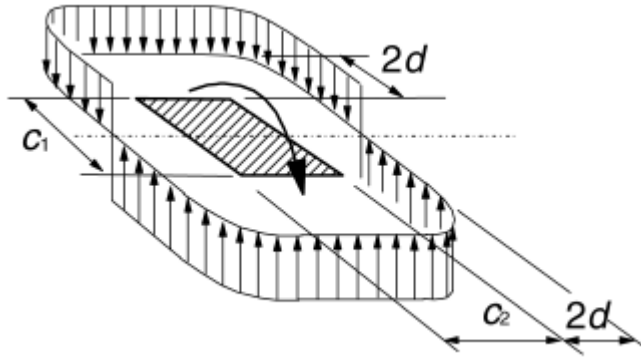
missä kerroin  $k$  valitaan taulukon 10 perusteella ja se riippuu pilarin mittojen  $c_1$  ja  $c_2$  suhteesta. Leikkausjännityksen jakautumista on havainnollistettu kuvassa 25 ja suure  $W$  suorakaidepilarille voidaan laskea seuraavasti

$$W = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1. \quad (6.6) \text{ EC2}$$

Muita suureen  $W$  tapauksia on esitetty standardissa SFS-EN 1992-1-1.

**Taulukko 10. Kertoimen  $k$  arvot SFS-EN 1992-1-1 taulukkoon 6.1 perustuen. [5]**

Kertoimen $k$ arvot suorakaiteen muotoisille kuormitusaloille				
$c_1/c_2$	$\leq$	0,5	1	$\geq$
$k$		0,45	0,6	0,8



**Kuva 25. Pilarin pään momentin aiheuttama leikkausjännityksen jakautuma pilarin ja anturan liitoksessa. SFS-EN 1992-1-1 kuvan 6.19 mukaisesti. [5]**

Lävistysraudoitusta ei tarvita, jos seuraava ehto täyttyy mitoituksessa. Leikkausjännitys  $v_{Ed}$  on pienempi kuin leikkausraudoittamattoman pilarin lävistyskestävyys  $v_{Rd,c}$ .

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (6.7) \text{ EC2}$$

**Leikkausraudoittamattoman** pilarianturan lävistyskestävyys lasketaan seuraavasti

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_I f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \frac{2d}{a} \geq \left( v_{min} \frac{2d}{a} \right), \quad (6.8) \text{ EC2}$$

jossa kerroin  $C_{Rd,c}$  lasketaan Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesti

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left( \frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left( \frac{D}{d} + 4 \right)}, \quad (6.9)$$

missä

$D$  on pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilareille  $D = \sqrt{c_1 c_2}$ , missä  $c_1$  ja  $c_2$  ovat pilarin sivumittoja

$d$  on keskimääräinen tehollinen korkeus.

Kaavan (6.8) muut termit ovat

$a$  on etäisyys pilarin ulkoreunasta tarkasteltavaan tarkistuspiiriin,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ kun } d \text{ [mm]} \quad (6.10) \text{ EC2}$$

$$\rho_I = \sqrt{\rho_{Iy} \rho_{Iz}} \leq 0,02 \quad (6.11) \text{ EC2}$$

missä  $\rho_{Iy}$  ja  $\rho_{Iz}$  ovat vetorausituksen suhteelliset alat anturan sivujen suunnissa  $B$  ja  $L$ . Raudoitusalaan huomioidaan vain sellainen raudoitus, joka on täysin ankkuroitunut tarkasteltavan poikkileikkauksen molemmin puolin. Suhteellinen raudoitusala suunnassa  $B$  lasketaan seuraavalla kaavalla ja  $L$ :n suunnassa vastaavasti

$$\rho_{Iz} = \frac{A_{s,totB}}{Bd}. \quad (6.12)$$

Suureen  $v_{min}$  arvona käytetään 0 kaikissa tapauksissa Suomen kansallisen valinnan mukaisesti.

Jos kaavan (6.7) ehto ei toteudu pilarin lävistyskestävyyttä voidaan parantaa lävistysraudoituksella, jolloin leikkausjännityksen  $v_{Ed}$  pitää olla pienempi kuin leikkausraudoitetun pilarianturan lävistyskestävyys  $v_{Rd,cs}$ .

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} \quad (6.13) \text{ EC2}$$

**Leikkausraudoitetun** pilarianturan lävistyskestävyyden mitoitusarvo lasketaan seuraavasti

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \leq k_{max} v_{Rd,c} \quad (6.14) \text{ EC2}$$

missä

$s_r$  on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli [mm]

$A_{sw}$  on pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän teräsala [mm<sup>2</sup>]

$f_{ywd,ef}$  on lävistysmitoitusraudoituksen tehollisen mitoituslujuus kaavan  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$  mukaisesti

$\alpha$  on leikkausraudoituksen ja anturan tason välinen kulma.

Käytettäessä lävistysraudoitteena samalla tasalla alaspäin taivutettuja tankoja, voidaan suhteelle  $d/s_r$  antaa arvo 0,67. Tällöin kaava (6.14) voidaan supistaa muotoon

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + A_{sw} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha. \quad (6.15) \text{ EC2}$$

Määritettäessä leikkausraudoitetun anturan lävistyskestävyyttä lasketaan kerroin  $C_{Rd,c}$  rakentamismääräyskokoelman mukaan seuraavasti

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{4,5\gamma_c} \frac{\left( \frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\left( \frac{D}{d} + 4 \right)}, \quad (6.16)$$

ja saatu arvo sijoitetaan edelleen kaavaan (6.8).

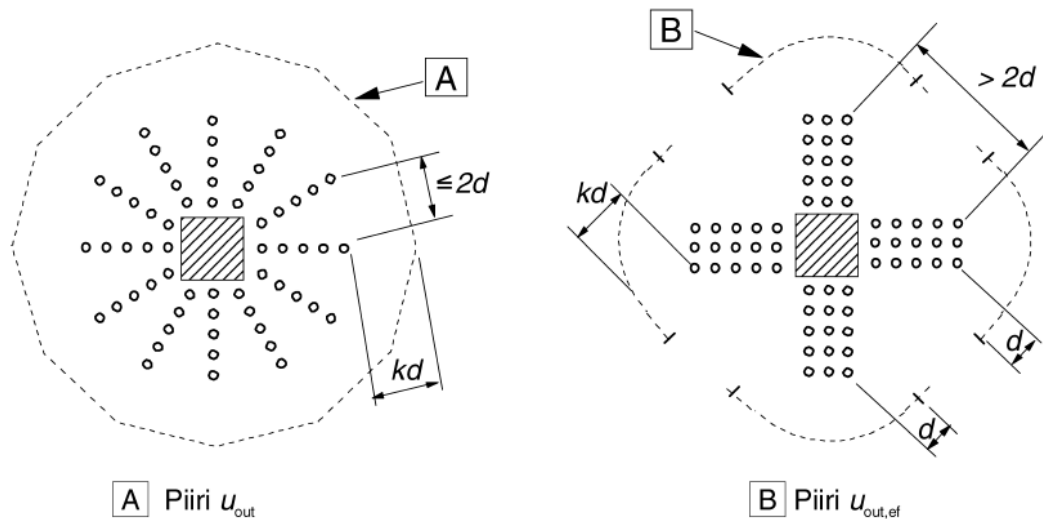
Kun lävistysraudoitusta tarvitaan, sijoitetaan se kuormitetun alueen ja sellaisen piirin välille, joka on pilaariin päin enintään etäisyydellä  $kd$  lisätarkistuspiiristä  $u_{out,ef}$ . Tällä piirillä leikkausraudoitusta ei enää tarvita, ja sen pituus saadaan kaavalla

$$u_{out,ef} = \beta * \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c}d}, \quad (6.17) \text{ EC2}$$

missä kerroin  $\beta$  on epäkeskeiselle kuormitukselle

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \frac{u}{W}. \quad (6.18) \text{ EC2}$$

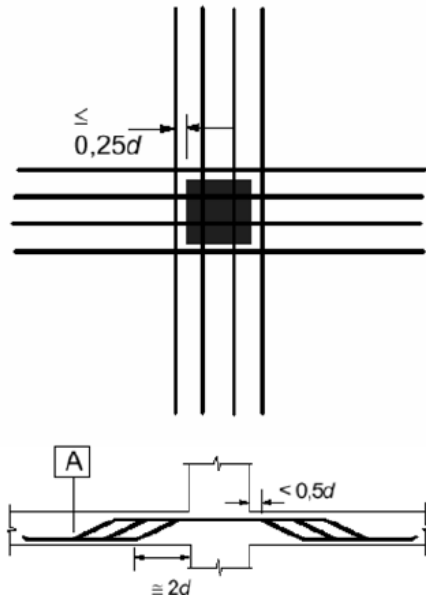
Lävistysraudoitus sijoitetaan vähintään kahteen leikepiiriin, joiden jako saa olla enintään  $0,75 d$  ja ensimmäisen leikepiirin etäisyys pilarin reunasta enintään  $0,5 d$  kuvan 26 sijoitustapa B mukaisesti. Suositusarvo  $k$ :lle on 1,5 standardissa SFS-EN 1992-1-1. Tällöin kahdella leikepiirillä uloimman tarkistuspiirin etäisyys on pilarin reunasta enintään  $2,75 d$ . Kun hakateräksset asennetaan sektoreittain kuvan 26 sijoitustavan A mukaisesti, hakajako saa olla enintään  $1,5 d$  ensimmäisessä tarkastuspiirissä ja tarkastuspiirin etäisyys pilarin reunasta on  $2 d$ . Hakaterästen jakoa voidaan kasvattaa enintään  $2 d$  suuruisiksi ulommissa piireissä, kun kyseessä olevien piirien oletetaan lisäävän leikkauskestävyyttä.



**Kuva 26. Lävistysraudoituksen sijoittaminen SFS-EN 1992-1-1 kuvan 6.22 perusteella.**

Yhtä leikepiiriä voidaan pitää riittävä ylös taivutettujen tankojen tapauksessa, kun leikepiirin tankojen etäisyys on pilarin reunasta vähintään  $0,3 d$  ja enintään  $0,5 d$  ja tangot ulottuvat taivutettuina noin  $2,25 d$  etäisyydelle. Tällöin taivutettujen tankojen kaltevuus on vähintään  $30^\circ$  ja uloimman tarkastuspiirin etäisyys on vähintään  $2,5 d$  pilarin reunasta. Kun tankojen leikepiiri sijaitsee etäisyydellä  $0,5 d$  pilarin reunasta, uloimman

tarkistuspiirin etäisyys on  $2,75 d$ . Kuvan 27 perusteella reunimmainen haka saa olla enintään  $0,25 d$  etäisyydellä pilarin reunasta.



**Kuva 27. SFS-EN 1992-1-1 kuvan 9.10 mukainen lävistymisleikkausraudoituksen sijoittaminen ylös taivutettujen tankojen osalta.**

Leikkausraudoitteena toimivien hakateräsleikkeiden vähimmäisalaksi  $A_{sw,min}$  saadaan kaavalla

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \frac{s_r s_t}{1,5 \sin \alpha + \cos \alpha} \quad (6.19)$$

missä

$s_r$  on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli [mm]

$s_t$  on leikkaushakojen kehän suuntainen jakoväli [mm]

$\alpha$  on leikkausraudoituksen ja anturan tason välinen kulma.

Jos anturaan **asennetaan** lävistysraudoitusta pitää tarkistaa, ettei suurinta lävistyskestävyyden mitoitusarvoa  $v_{Rd,max}$  ylitetä pilarin piirillä tai kuormituspinta-alan piirillä.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}. \quad (6.20) \text{ EC2}$$

Pilarin juuressa vaikuttava leikkausjännitys saadaan kaavalla

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d},$$

jossa

$u_o$  pilarin piiri.

**Leikkausraudoitetun** pilarianturan lävistyskestävyyden **suurin** arvo saadaan pilarin piirillä

$$v_{Rd,max} = k_{max} v_{Rd,c} \frac{u}{u_o}, \quad (6.22) \text{ EC2}$$

ja kuormitusalan piirillä

$$v_{Rd,max} = k_{max} v_{Rd,c} \quad (6.23) \text{ EC2}$$

missä suure  $k_{max}$  on Suomen kansallisen valinnan mukaan 1,6.

Pilarianturan lävistyskestävyyttä voidaan parantaa myös lisäämällä alapinnan vetoraudoitus alaa tai parantamalla ankkurointia tai kasvattamalla anturan korkeutta sekä luonnollisesti kasvattamalla lävistysraudoituksen alaa. Lisäksi mainittakoon, että lävistysraudoitus on huono kustannustehokkuudeltaan. Parempia tapoja ovat anturan korkeuden kasvattaminen, pääraudoitusalan suurentaminen ja betonin lujuusluokan korottaminen.

## 6.2 Lävistyminen Betonirakenteiden oppikirja by211 osa 2 mukaan

Eurokoodin mukainen lävistyskartion kaltevuus  $26,6^\circ$  johtaa pilarianturoilla hyvin pieniin lävistyskuormiin. Kriittinen lävistyskartionkulma on selvästi pienempi, mutta se pitäisi hakea standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan kokeilemalla. [21]

Eurokoodin tausta-aineistoissa on esitetty keskimäärin kuormitetulle neliöanturalle käyrästä kriittisen murtokartion määrittämiseksi. Käyrästä on esitetty kuvassa 28 ja se helpottaa laskentaa tavallisimmissa tapauksissa. [21] Kuvaan 29 on piirretty käyrästä avulla määriteltä murtokartio sekä  $2d$  mukaan määntyvät murtokartiot. Kuvan perusteella voidaan arvioida todellisen murtokartio olevan lähempänä käyrästä mukaista tilannetta.

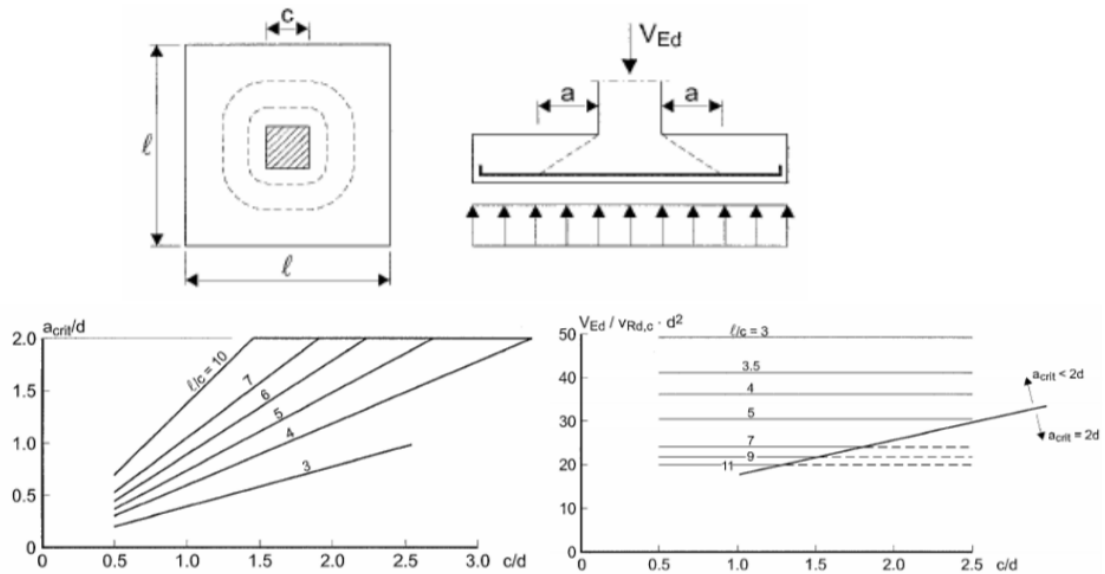
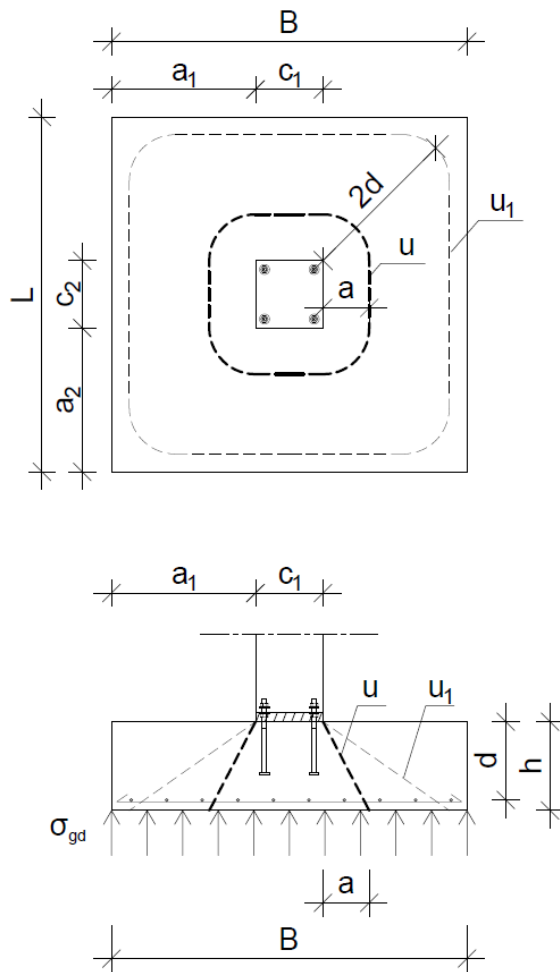


Figure 6.47. Shear capacity of column bases

**Kuva 28. Eurokoodin tausta-aineistoissa esitetty käyrästä kriittisen murtokartion määrittämiseksi keskeisesti kuormitetulla neliöanturalla. [22]**

Pilarianturoilla lävistyskuorma aiheutuu lävistyskartion ulkopuolelle jäävästä anturan pintaan kohdistuvasta pohjapaineesta. Näin ollen kuorman suuruus riippuu kartion kaltevuudesta. Kaltevuuden mittana mitoituskaavoissa käytetään kulman tangenttia  $d/a$ , jossa  $a$  määritetään kuvassa 28 esitetyn käyrästä perusteella. Kuvaan 29 on piirretty lävistysmitoituksessa käytettäviä mittoja ja perustarkastelupiirin muodostuminen neliöanturalle, jonka päällä on neliönmuotoinen pilari. Havaitaan, että standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen lävistyskartion kulma on huomattavasti loivempi kuin tausta-aineiston mukainen lävistyskartio.



**Kuva 29. Pilarianturan lävistyskartio. Kuvaan on piirretty myös perustarkastuspiiri  $2d$ . Kuva perustuu by211 kuvaan 11/9 [21].**

Kriittisen lävistyskartion määrittämistä lukuun ottamatta by211-kirja noudattaa lävistysmitoituksessa eurokoodin kaavoja. Työssä havaittiin kirjoitusvirhe kirjassa by211 sivulla 195. Kaavasta 17/9 puuttuu merkintöjä, oikeaa johtava lopputulos on esitetty seuraavassa kaavassa

$$A_{eff} = LB - [2a(c_1 + c_2) + (c_1c_2) + \pi a^2] \quad (6.24)$$

### 6.3 Lävistyminen RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunniteluohje by61 mukaan

Vuoden 2016 loppuun saakka lävistysmitoitus ohjeistettiin tekemään kumotun Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaisesti, vaikka muutoin mitoitus suoritettiin standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti. Perusteluina eurokoodista poikkeamiselle todettiin, että standardin mukainen mitoitus johtaa tietyissä olosuhteissa liian suuriin kapasiteetteihin suhteessa koetuloksiin [20]. Vuoden 2017 alussa voimaan tulleissa ohjeissa on esitetty eurokoodin kansalliset valinnat lävistysmitoituksen yhteydessä ja ennen sallittu poikkeaminen standardista on poistunut.



Kirjassa RIL 202-2011 esitellyssä mitoitustavassa kuormat ja materiaalit sekä osavarmuusluvut tulevat eurokoodin ja kansallisten valintojen mukaan, mutta lävistys mitoitukskaava on rakentamismääräyskokoelman mukainen.

Lävistysvoimaa laskettaessa ei huomioida kuormia, jotka sijaitsevat enintään tehollisen korkeuden  $d$  etäisyydellä tuen reunasta. Kuvassa 30 on esitetty RakMK:n osan 4B mukainen lävistyskartio. Betonin lävistyskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd}, \quad (6.25)$$

missä

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

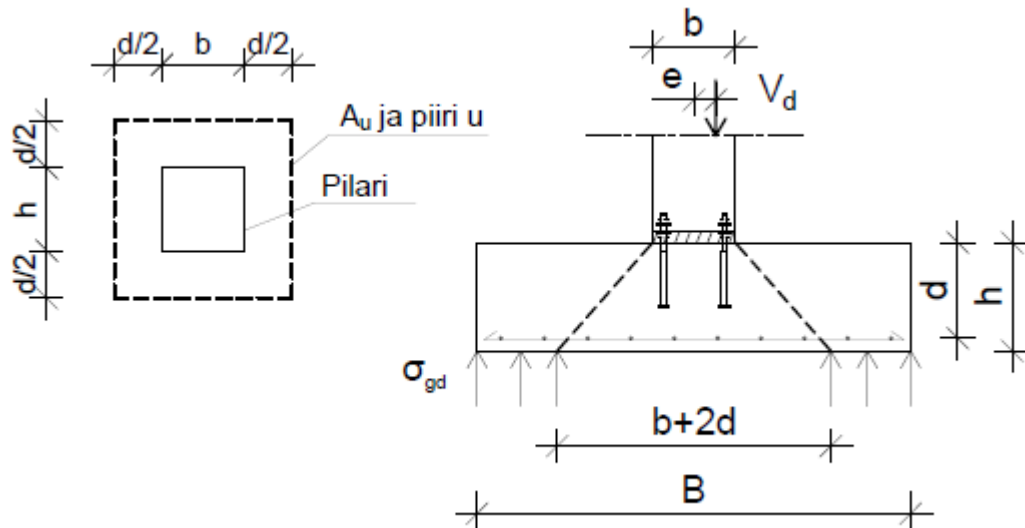
$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

$e$  on lävistysvoiman epäkeskisyys laskettuna leikkautuvan alueen painopisteestä

$A_u$  ja  $u$  tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala ja piiri

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8 \text{ ‰}$$

$\rho_x$  ja  $\rho_y$  toisiaan vastaan kohtisuorassa olevat suhteelliset raudoitusalat etäisyydellä  $0,5d$  tuen reunasta, raudoitus tulee olla ankkuroitu leikkauksen ulkopuolelle.



**Kuva 30. Lävistyskuorman muodostuminen ja lävistävä alue sekä lävistyspiiri RakMK:n osan B4 mukaisesti.**

Käytettäessä leikkausraudoitusta kapasiteetti lasketaan kaavalla

$$0,25V_c + V_s \leq 2V_c, \quad (6.26)$$

missä raudoituksen kapasiteetti lasketaan seuraavasti

$$V_s = A_{sw} f_{yd} \sin \alpha \quad (6.27)$$

ja teräksen jännitystä rajoitetaan  $f_{yd} \leq 300$  MPa.

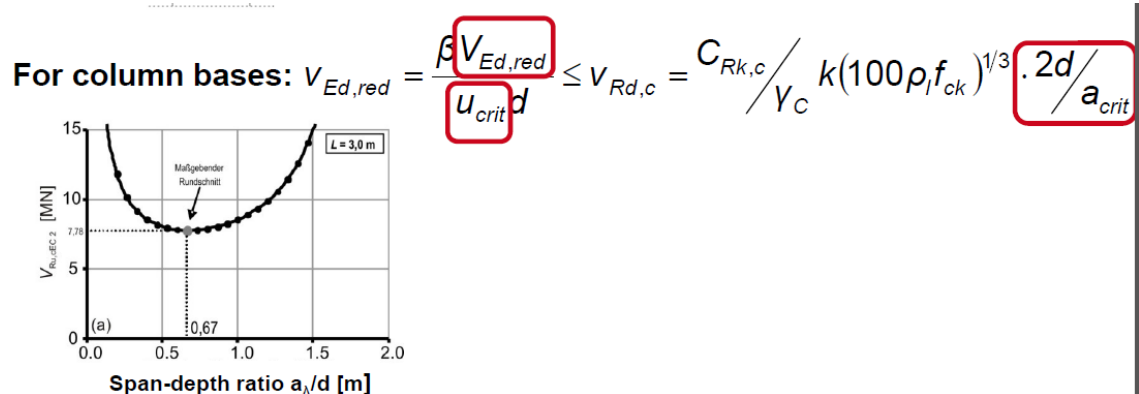
Betonin kapasiteetti lasketaan kaavalla (6.26) ja raudoitus voi muodostua joko umpiha-oista tai ylös taivutetuista tangoista. Raudoituksen ja tason välisen kulman  $\alpha$  arvon vä-himmäisarvo on  $30^\circ$ . Raudoitus jaetaan tasaisesti leikkautuvalle alueelle. Betonin lävis-tyskapasiteetin riittävyys pitää tarkistaa myös leikkausraudoituksen vaikutusalueen ulko-puolella.

## 6.4 Josef Heggerin tutkimustuloksia lävistymisestä

Aachenin reiniläis-westflalenilaisessa teknillisessä korkeakorkeakoulussa professori Jo-sef Hegger on ryhmineen tutkinut pilarianturoiden lävistymistä ja antanut tutkimustulok-sien perusteella suosituksia eurokoodin kertoimille. Tämän kappaleen lähteenä toimii osa luentokalvoja eurokoodi seminaarista CEN/TC250/SC2/WG1 Berlinissä 03.12. – 04.12.2014 (kyseessä olevat luentokalvot eivät ole julkisia).

Leikkausraudoittamattoman pilarianturan lävistyskestävyys, muuttamalla tarkastelupiiriä sekä kuormaa. Kuvassa 31 olevan kuvaajan perusteella suhteen  $a/d$  kriittiseksi arvoksi

on saatu 0,67 kuorman ollessa 7,78MN. Anturan leveydeksi on annettu vakio arvo 3m, jotta tarkastelupiiri pysyisi koko ajan anturan sisäpuolella.



**Kuva 31. Leikkausraudoittamattoman pilari anturan lävistyskestävyys, muuttamalla tarkastelupiirin ja tehollisen korkeuden suhdetta sekä kuormitusta. Kuvakaappaus lähteestä [23].**

Leikkausraudoitetun rakenteen maksimikestävyudeksi pilarin juuressa annetaan Heggerin luentokalvoissa

$$v_{Rd,max} = 0,4vf_{cd}, \quad (6.28)$$

missä

$v$  on leikkaushalkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin.

Eurokoodin mukainen suositusarvo pienennyskerroinelle on

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right). \quad (6.29) \text{ EC2}$$

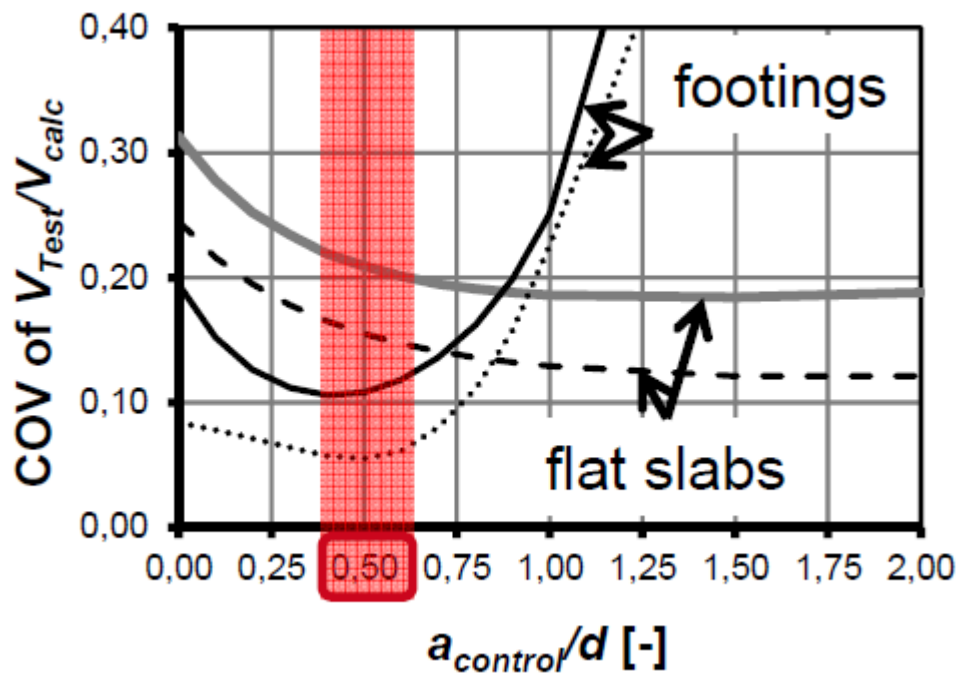
Suureen, jolla rajoitetaan lävistyskestävyyden maksimiarvoa käytettäessä leikkausraudoitusta, arvoksi Heggerin materiaalissa annetaan  $k_{max} = 1,5$ . Suomen kansallisen valinnan mukaan kertoimen arvoksi on annettu 1,6. Standardin SFS-EN 1992-1-1 suositusarvo 0,15 on huomattavan paljon pienempi molempia edellä mainittuja arvoja.

Positiivisina asioina eurokoodin mukaisiin lävistysmitoitustutkimuksiin Hegger toteaa; paljon uutta kokemusta eurokoodista ja eri parametrien vaikutus lävistyskestävyyteen voidaan löytää. Negatiivisina puolina Hegger mainitsee eri kaavat laatoille ja pilariantu-roille sekä iteratiivisen mitoituksen työläyden pilarianturoiden lävistysmitoituksessa.

Luentomateriaalin toisessa osiossa Hegger ehdottaa tutkimuksiensa perusteella parannuksia eurokoodin mukaiseen lävistysmitoitukseen. Pilarianturan tarkastuspiirin etäisyyden ja tehollisen korkeuden ratkaiseva suhde on Heggerin tutkimuksien mukaan noin 0,50. Kuvassa 32 on havainnollistettu variaationkertoimen COV muutosta suhteen  $a/d$

muuttuessa. Variaatiokerroin on laskettu testatun ja laskennallisen lävistyskestävyyden suhteesta. Heggerin tutkimuksissa havaittiin, että suurentaessa lävistyskartion kokoa epävarmuus laskennallisen ja testatun kestävyiden välillä kasvoi. [23]

Variaatiokerrointa COV (coefficient of variation) käytetään yleisesti epävarmuuden suuruuden kuvaamiseksi ja se riippuu parametrille lasketusta keskiarvosta ja hajonnasta. Iso COV- luku tarkoittaa isoa epävarmuutta. On hyvä tiedostaa, ettei COV-luku kuvaa kuitenkaan täysin todellisen epävarmuuden suuruutta.



**Kuva 32. Pilarianturoilla variaatiokerroin COV suurenee tarkastuspiirin etäisyyden ja tehollisen korkeuden suhteen kasvaessa. Kuvakaappaus lähteestä [23].**

Tutkimuksien perusteella Hegger ehdottaa lävistyskestävyyden tarkastuspiiriksi  $0,5d$  ja pilarianturoilla kertoimen  $C_{Rk,c}$  arvoksi  $0,55$ . Leikkausraudoitusta käytettäessä betonin huomioon ottavaksi kertoimeksi  $0,6$  ja raudoituksen heikennyskertoimeksi  $0,8$ . Raudoitus pitäisi Heggerin mukaan sijoittaa  $0,3 d - 0,8 d$  päähän pilarin reunanasta. Maksimi leikkauskestävyydeksi hakaraudoituksella  $1,5$  ja niittirauoituksella  $2,0$ . [23]

Leikkausraudoitetun pilarianturan lävistyskestävyys pitäisi Heggerin mukaan laskea seuraavasti

$$v_{Rd,c+s} = 0,6v_{Rd,c} + 0,8 \frac{A_{sw}f_{yd,eff}}{u_{0,5d}d}. \quad (6.30)$$

Ehdotuksien myötä mitoitus yksinkertaistuisi vertaa esimerkiksi kaavoja (6.15) ja (6.30), parametrien vaikutus lävistyskestävyyteen voitaisiin ratkaista suoraan sekä erot laatan ja pilarianturoiden lävistysmitoituksen välillä pienenisivät. Huonona puolena parannuksissa olisi, ettei pilarin kokoa ja hoikkuutta otettaisi enää huomioon. [23]

## 7. VERTAILULASKELMIA

Tässä kappaleessa on esitetty työn puitteissa tehtyjä vertailulaskelmia sekä niiden pohjalta tehtyjä johtopäätöksiä. Laskelmat on jaettu kolmeen osioon, joissa ensimmäisessä osiossa on geoteknisiä ja kahdessa muussa rakenneteknisiä laskelmia. Geoteknisessä osiossa keskitytään perustamissyvyyden ja kitkakulman vaikutukseen anturan kantavuuteen mitoitustavoilla DA2 ja DA2\*. Rakenneteknisissä osioissa keskitytään lävistystarkasteeluihin.

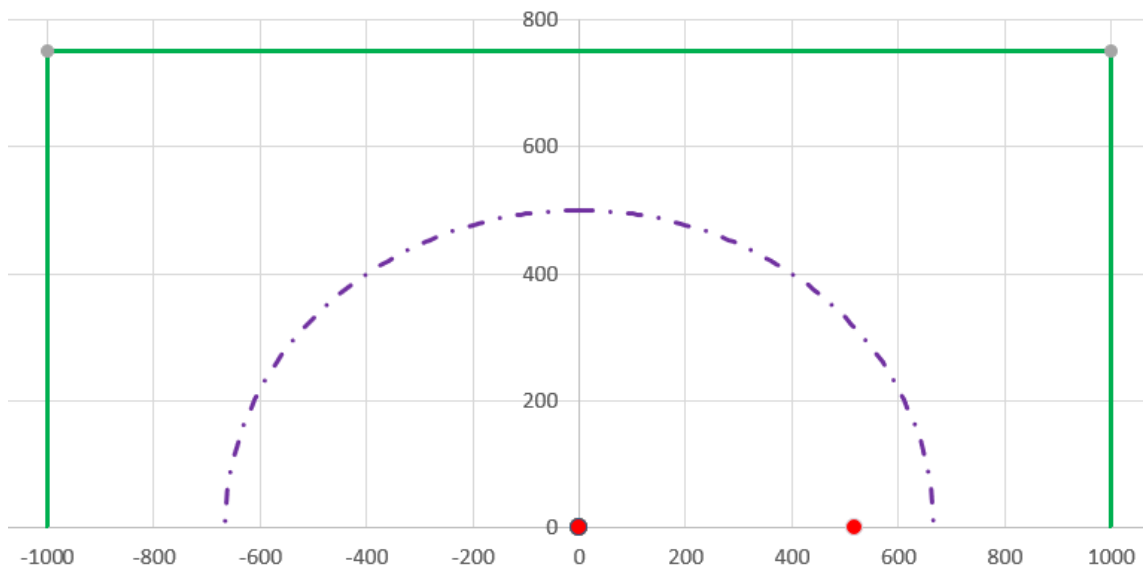
### 7.1 Perustamissyvyyden ja kitkakulman vaikutus anturan kantavuuteen mitoitustavoilla DA2 ja DA2\*

Kappaleessa tutkitaan kuinka anturan geotekninen kantavuus muuttuu mitoitustavoilla DA2 ja DA2\*, kun anturan alapuolisen maan kitkakulmaa tai perustamissyvyyttä muutetaan. Ensimmäisessä laskelmassa muutetaan kitkakulman arvoa ja muut parametrit pidetään samoina. Toisessa laskelmassa muutetaan perustamissyvyyttä ja samalla anturan yläpuolinen täyttö kasvaa. Käytettäessä mitoitustapaa DA2 laskettiin myös toinen kuormitustapaus, jossa pysyvät kuormat ovat epäedullisia. Kuvista 34 ja 35 havaitaan, että mitoitustapa DA2 kuormitusyhdistelmällä pysyvät kuormat epäedullisia, on mitoittava molemmissa vertailulaskelmissa.

Lähtö oletukset ensimmäiseen laskelmaan

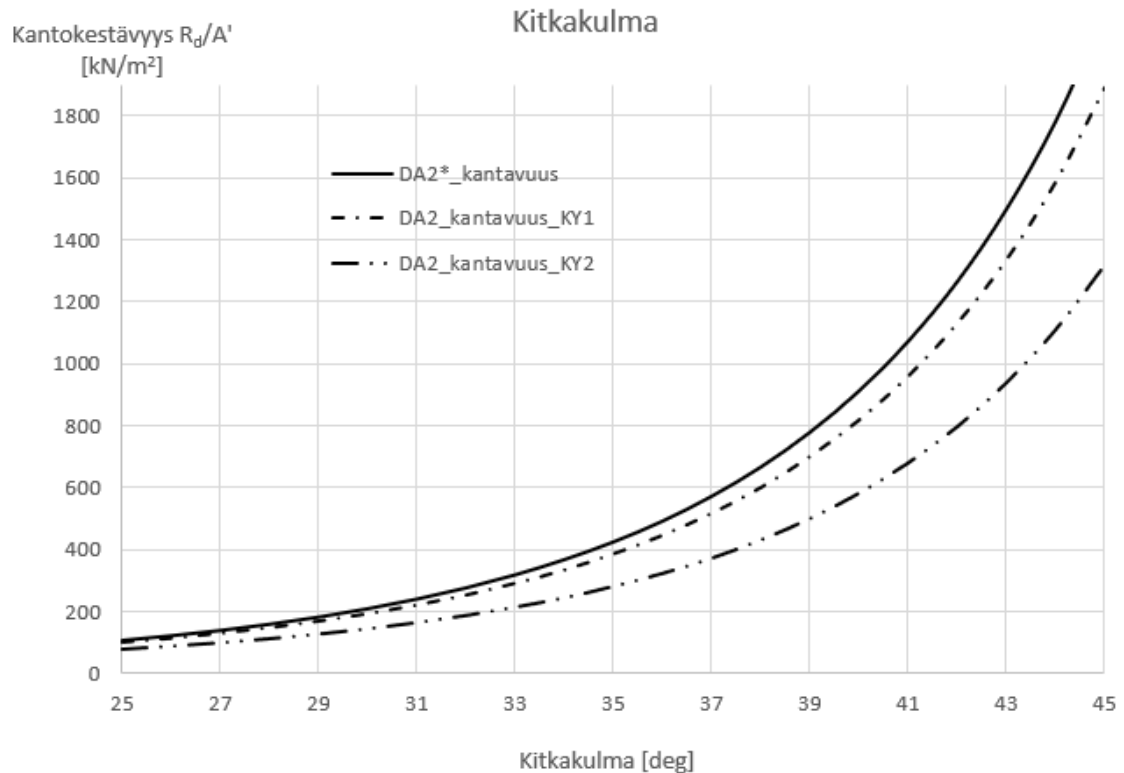
- anturan koko  $B = 2 \text{ m}$ ,  $L = 1,5 \text{ m}$ ,  $h = 0,5 \text{ m}$
- perustuksen kaltevuus  $0^\circ$
- perustussyvyys  $0,5 \text{ m}$ , ei täyttöä anturan päällä
- maan tehokas tilavuuspaino anturan alapuolella  $18 \text{ kN/m}^3$
- ei koheesiota
- Kuormat murtorajatilassa pystykuorma  $220 \text{ kN}$ , vaakakuorma  $15 \text{ kN}$ , momentti L-akselin ympäri  $160 \text{ kNm}$
- kuormien ominaisarvot pysyvä pystykuorma  $150 \text{ kN}$ , muuttuva pystykuorma  $31,6 \text{ kN}$ , pysyvä vaakakuorma  $0 \text{ kN}$ , muuttuva vaakakuorma  $10 \text{ kN}$ , pysyvä momentti  $8,7 \text{ kNm}$ , muuttuva momentti  $100 \text{ kNm}$ . Kuormien osavarmuusluvut KY1 pysyvä  $1,15$  ja muuttuva  $1,5$  ja KY2 pysyvä  $0,9$  ja muuttuva  $1,5$ .

Käytettäessä mitoitustapaa DA2\* pitää tutkia, ettei kuormituksen epäkeskisyys ylitä  $1/3$ . Kuvaan 33 on piirretty epäkeskisyys edellä mainituilla kuormituksilla ja havaitaan, että se on sallitun rajan sisäpuolella. Vaaka-akseli on anturan B-mitta ja pystyakseli on anturan L-mitta. Epäkeskisyys on noin  $500 \text{ mm}$  ja se on sallitun rajan sisäpuolella.



**Kuva 33. Kuormituksen epäkeskisyys ei saa ylittää  $1/3$  käytettäessä mitoitus tapaa DA2\*.**

Anturan alapuolisen maan kitkakulman kasvaessa anturan geotekninen kantavuus kasvaa voimakkaasti. Voidaan todeta kuvien 34 ja 35 perusteella, että kitkakulma vaikuttaa paljon enemmän anturan kantavuuteen kuin perustamissyvyys. Näin ollen on paljon oleellisempaa myös määrittää kitkakulman arvo oikein tehtäessä kantavuuslaskelmia. Kuvajista 34 ja 35 nähdään, kuinka tärkeä on tarkistaa myös pysyvien kuormien epäedullinen tapaus käytettäessä mitoitus tapaa DA2. Merkitys kasvaa entisestään, jos pysyvien kuormien osuus on suuri, kuten kuvasta 35 voidaan päätellä. Taloudellisesti on kannattavampaa rakentaa karkeamman maan päälle kuin kasvattaa perustamissyvyyttä.

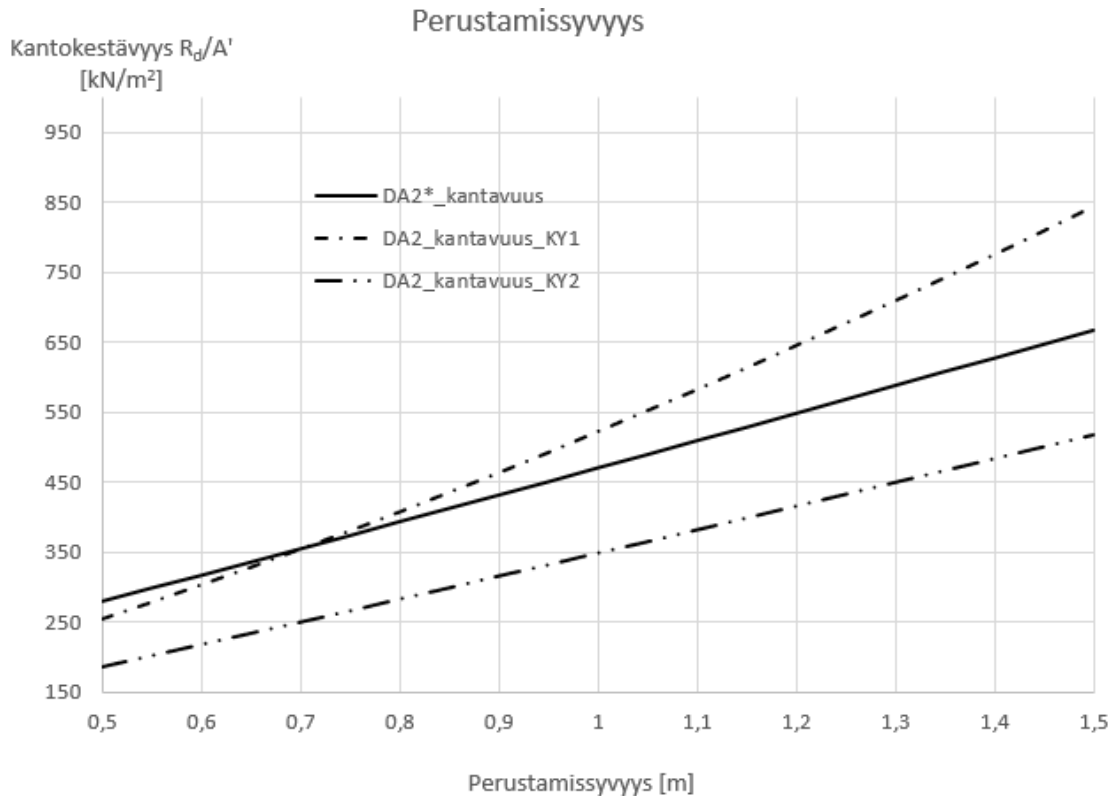


**Kuva 34. Kitkakulman muutoksen vaikutus anturan geotekniseen kantavuuteen.**

Lähtö oletukset toiseen laskelmaan

- anturan koko  $B = 2$  m,  $L = 1,5$  m,  $h = 0,5$  m
- perustuksen kaltevuus  $0^\circ$
- kitkakulma  $32^\circ$
- maan tehokas tilavuuspaino anturan alapuolella  $18$  kN/m<sup>3</sup>
- ei koheesiota
- Kuormat murtorajatilassa pystykuorma  $220$  kN, vaakakuorma  $15$  kN, momentti L-akselin ympäri  $160$  kNm
- kuormien ominaisarvot pysyvä pystykuorma  $150$  kN, muuttuva pystykuorma  $31,6$  kN, pysyvä vaakakuorma  $0$  kN, muuttuva vaakakuorma  $10$  kN, pysyvä momentti  $8,7$  kNm, muuttuva momentti  $100$  kNm. Kuormien osavarmuusluvut pysyvä  $1,15$  ja muuttuva  $1,5$
- tiivistetyn täytön tilavuuspaino  $18$  kN/m<sup>3</sup> ja paksuus kasvaa perustamissyvyyden kasvaessa





**Kuva 35. Perustamissyvyyden vaikutus anturan kantavuuteen.**

## 7.2 Lävistyskapasiteetti eri mitoitusavoilla

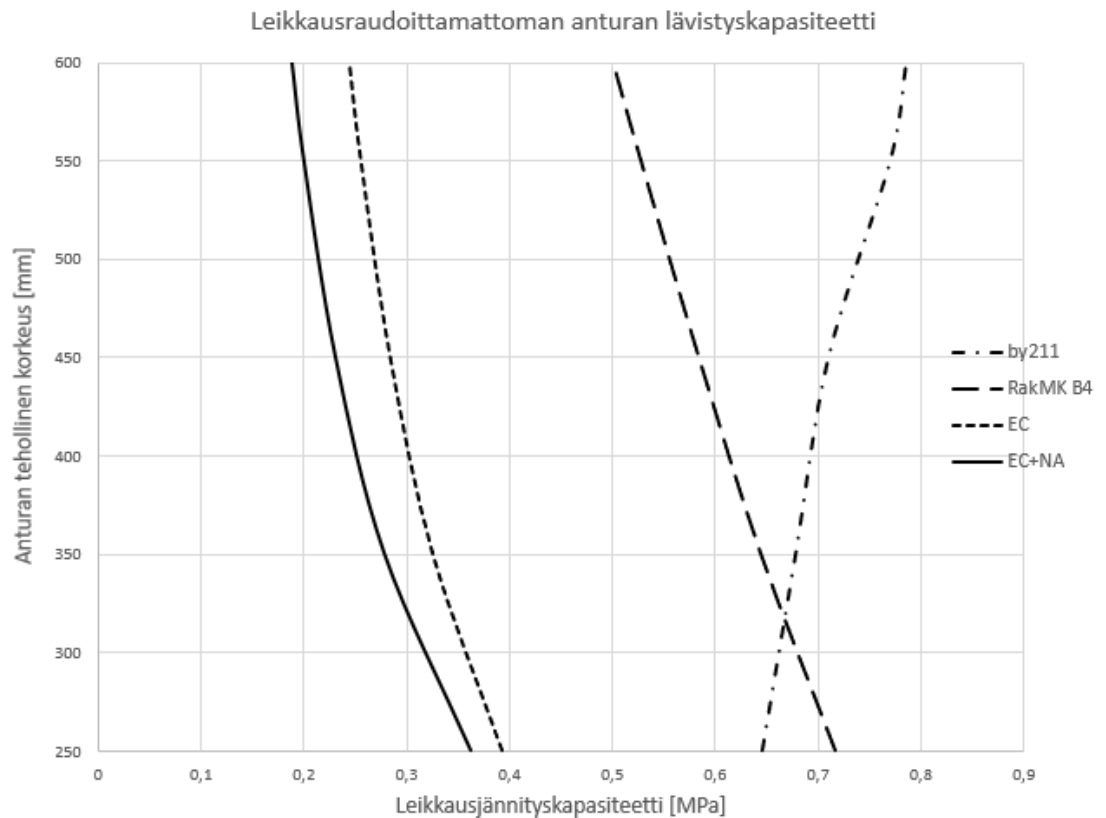
Tässä osiossa on laskettu anturan lävistyskapasiteetin kehittymistä eri mitoitusavoilla. Vertailtavia mitoitusapoja ovat standardi SFS-EN 1992-1-1 [5], SFS-EN 1992-1-1+NA (Suomen kansalliset valinnat) [5] [18], kumotun Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 [20] ja betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan by211 osa 2 [21] mukainen tapa.

Laskelmia varten tehtiin seuraavat lähtöoletukset

- anturan mitoiksi valittiin  $B = 2$  m,  $L = 2$  m
- pilarin sivumitaksi valittiin 400 mm
- anturan raudoitukseksi valittiin T10 k150 molempiin suuntiin
- betonin lujuudeksi valittiin C25/30.

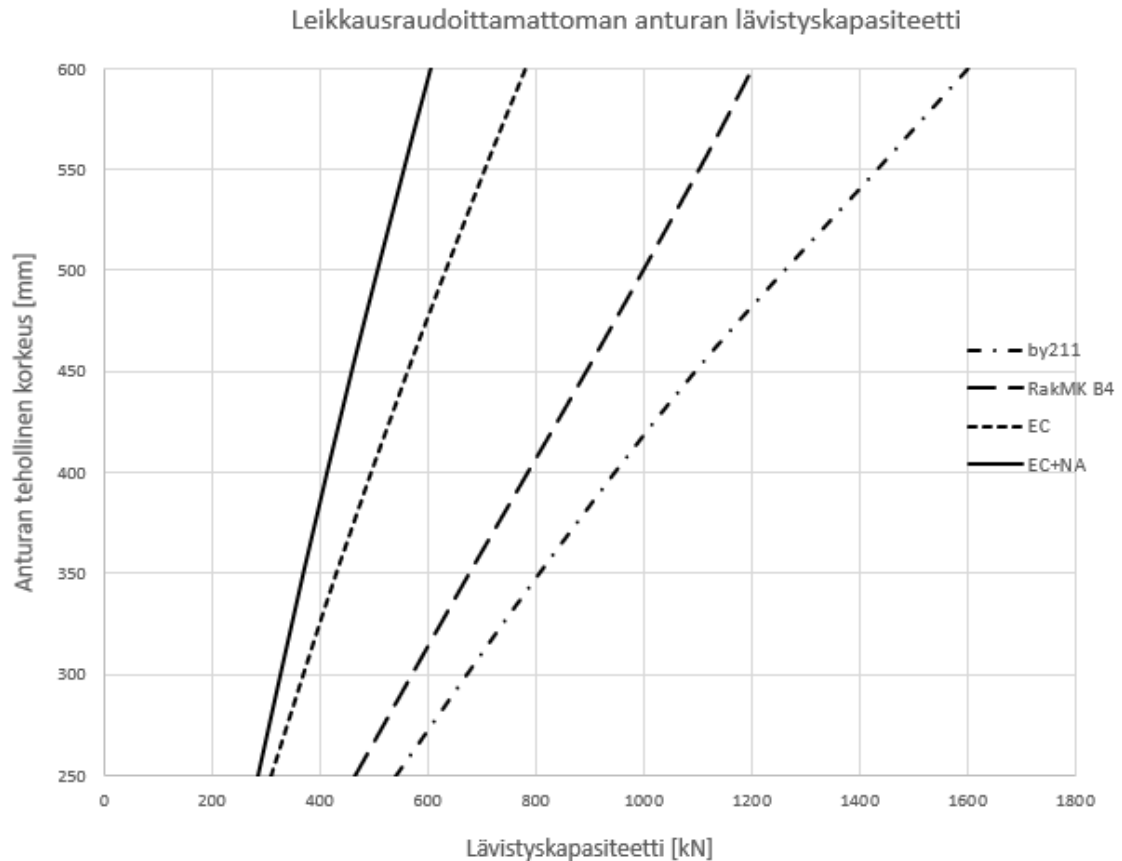
Kuvista 36 ja 37 voidaan selvästi havaita, että kirjan by211 mukainen mitoitus tapa antaa huomattavan paljon erilaisempia tuloksia anturan lävistyskestävyydestä kuin muut luvun alussa mainitut mitoitusavot. Ero johtunee, että lävistyskartion kaltevuus muuttuu anturan korkeuden kasvaessa käyttäessä kirjan by211 mitoituskaavoja. Kun muilla mitoitusavoilla leikkausjännityskapasiteetti mitoituspiirillä pienenee anturan korkeuden kasvaessa, niin kirjan by211 mukaisella tavalla kapasiteetti kasvaa. Tämä tarkoittaa että, korkeampien anturoiden suhteellinen kapasiteetti on pienempi kuin matalien anturoiden,

joten mitoitus on varmemmalla puolella standardin SFS-EN 1992-1-1 ja RakMK B4 mukaisessa mitoituksessa. Siihen kirjassa by211 ei oteta kantaa, muuttuuko lävistyskartion kulma todellisuudessa anturan korkeuden kasvaessa. Tämä vaatii lisätutkimuksia ja kuormituskokeisiin perustavaa analyysia ennen johtopäätöksen tekemistä. Kirjan by211 mitoitus tapa antaa liian positiivisia tuloksia pilarianturan lävistyskestävyydestä. Kuvasta 37 nähdään, että kirjan by211 mitoitus tapa johtaa yli 2,5 kertaa suurempaan tulokseen kuin standardin SFS-EN 1992-1-1. Tämän perusteella ei ole suositeltavaa käyttää oppikirja by211 mukaista lävistysmitoitusta.



**Kuva 36. Leikkausraudoittamattoman anturan laskennallinen leikkausjännityskapasiteetti eri mitoitusavoilla.**

Kuvasta 37 voidaan tehdä havainto, että standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen tapa antaa paljon pienemmän lävistyskestävyyden kuin RakMK B4 mukainen tapa. Ero suurenee anturan korkeuden kasvaessa. Kuitenkaan ei voida olettaa mitoituksen olevan tämän perusteella varmemmalla puolella. Lävistyskuorman aiheuttaa tarkastelupiirin ulkopuolelta kertyvä ylöspäin vaikuttava pohjapaine. Ongelmallista on kuitenkin se, että tarkastelu piirin ollessa  $2d$ , pienelle anturalle ei laskennallisesti kerry lainkaan tai ainoastaan hyvin vähän lävistyskuormaa.



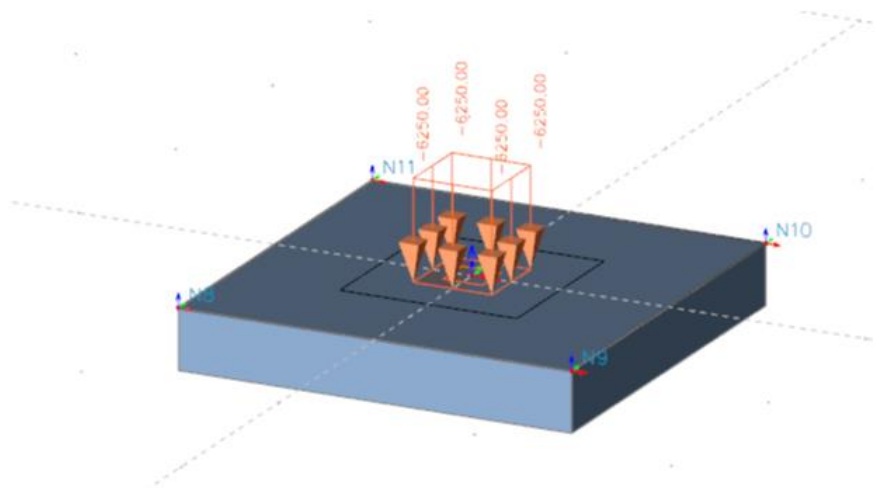
**Kuva 37. Laskennallinen lävistyskapasiteetti leikkausraudoittamattomalle anturalle eri mitoitusavoilla.**

### 7.3 FEM-tarkasteluita lävistyksen suhteen

Tämän tutkimuksen puitteissa tehtiin hieman myös FEM-tarkasteluita lävistyksen suhteen SCIA Engineer-ohjelmistolla. Laskelmia varten tehtiin seuraavat lähtöoletukset

- anturan sivumitoiksi valittiin  $B = 2 \text{ m}$ ,  $L = 2 \text{ m}$
- pilarin sivumitoiksi valittiin 400 mm
- anturan raudoitukseksi valittiin T10 k150 molempiin suuntiin
- betonin lujuudeksi valittiin C25/30
- alustaluvuksi valittiin  $220 \text{ MN/m}^3$ , joka kuvastaa kohtuullisen hyvin tiivistä murskekerrosta [Betonilattiat 2014 by45 bly7 taulukko 2.10]
- tiedetään, ettei betonin materiaalimalli käyttäydy kovin hyvin muodonmuutosten suhteen
- elementtityypiksi valittiin laattaelementti ja FEM-malliksi isotrooppinen
- laskelmien yksinkertaistamiseksi momentin vaikutus jätettiin huomioimatta
- kuvissa esitetyt laskennalliset mitoitusarvot ja mitoituskestävyydet on laskettu standardin SFS-EN 1992-1-1+NA kaavoilla (Suomen kansalliset valinnat)

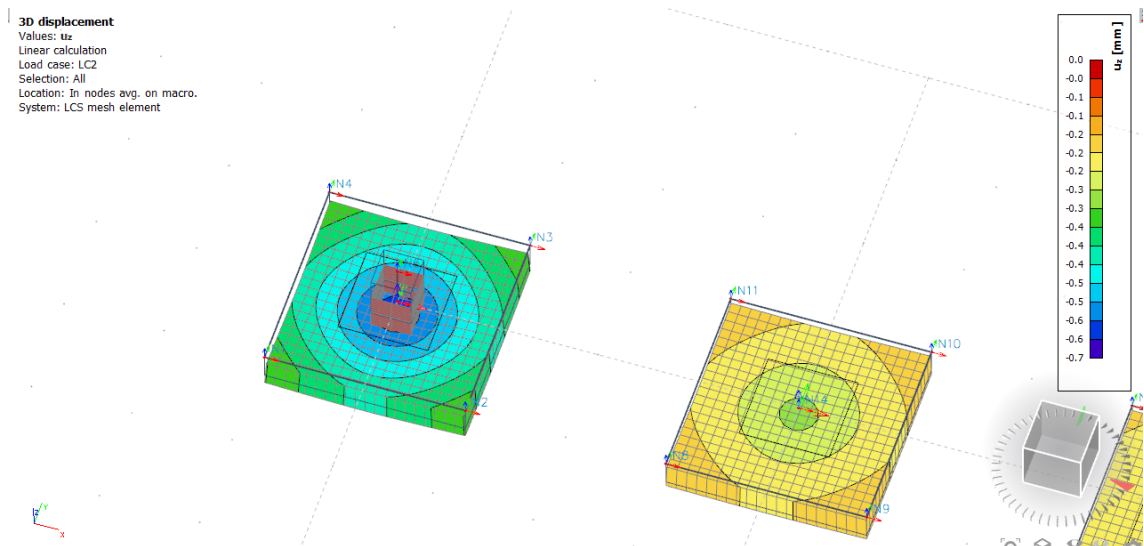
Kuvassa 38 on esitetty tämän työn puitteissa tehtyjen FEM-laskentojen rakennemalli ja kuormitusjärjestelmä. Kuormat syötettiin painekuormana ja maapohjaa kuvattiin alustalukumallilla. Tutkittiin neljää eri anturan korkeutta 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m sekä 0,6 m sekä valittiin kuusi eri kuormitustasoa 100 kN, 200 kN, 300 kN, 500 kN, 750 kN ja 1000 kN.



**Kuva 38. Kuormitusjärjestely ja rakennemalli.**

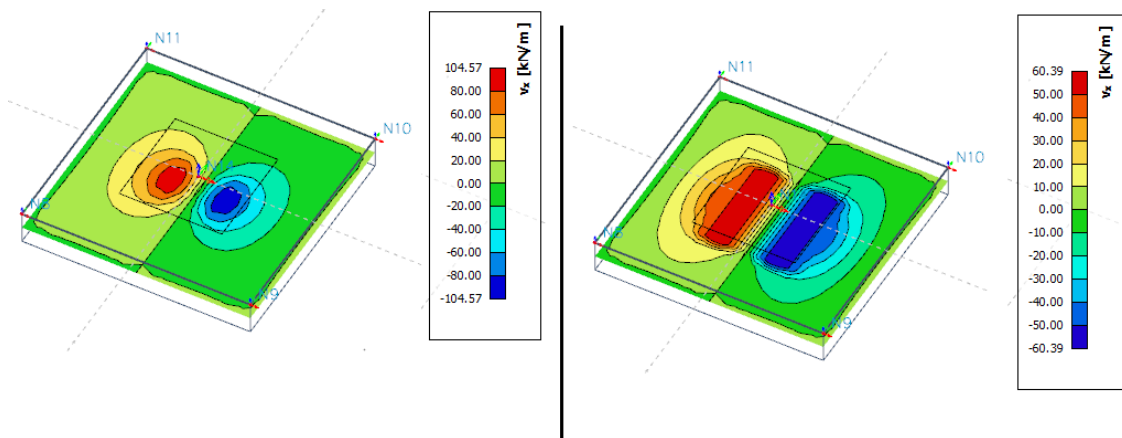
Jännityshuippuja tasoitettiin Averraging strip työkalulla ja kuormien jakoalueen reunan ollessa tehollisen korkeuden  $d$  päässä pilarin reunasta. Tiedetään, että tällöin jännitysten tasoittaminen on varmalla puolella.

FEM-laskentoja tehdessä havaittiin, että kuorma kannattaa syöttää malliin painekuormana. Kuvan 39 vasemman puoleiseen anturaan on syötetty kuormitustaso 1 lyhyen pilarin päähän pistekuormana ja oikean puoleiseen pilarin kokoiselle alueelle tasan jakautuneena painekuormana. Kuvan 39 tilanteen mukainen kuormitusjärjestelmä aiheuttaa noin 0,2 mm eron anturan siirtymässä siten, että lyhyen pilarin päähän syötetty kuorma aiheuttaa isomman siirtymän. Voidaan päätellä, että sisäiset jännitykset jakautuvat tasaisemmin käytettäessä painekuormaa. Tämän perusteella muut tarkastelut tehtiin anturoille, joihin kuormat oli syötetty painekuormina.



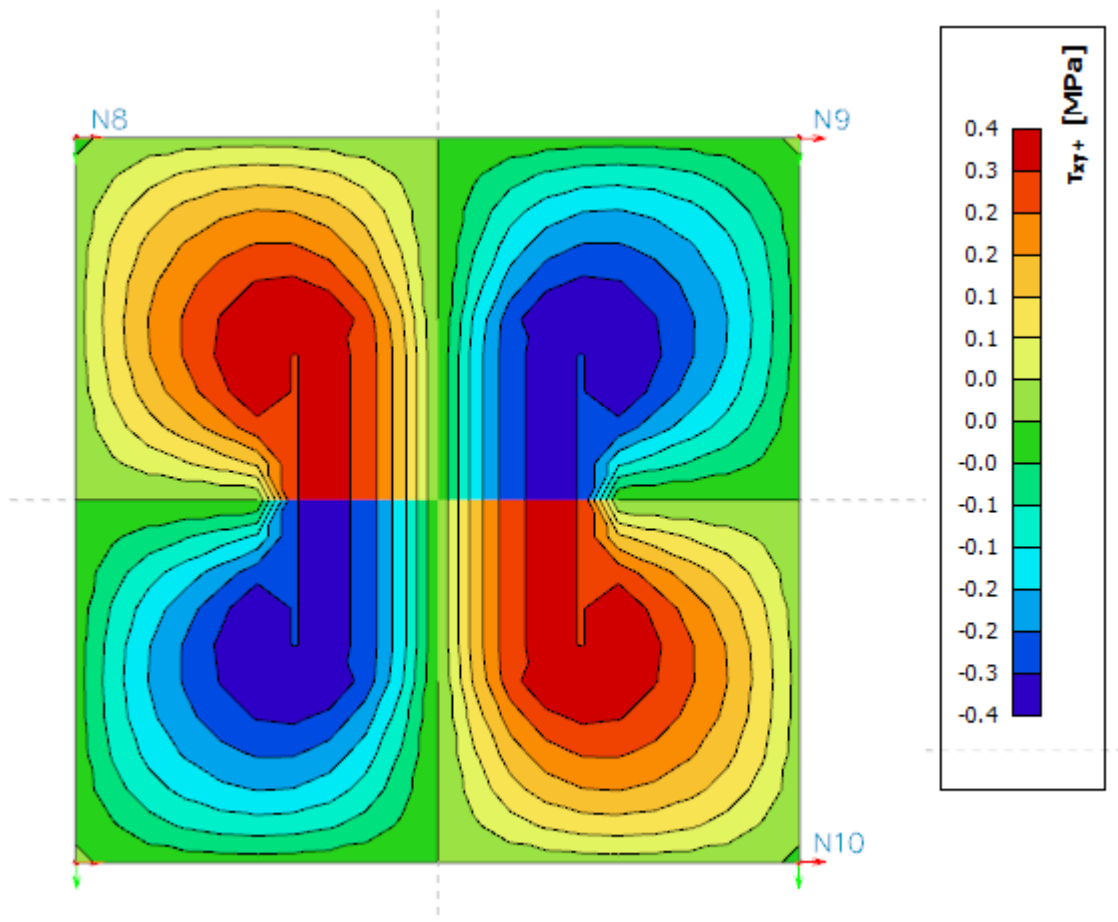
**Kuva 39. Paine kuorma jakautuu realistisemmin kuin pistekuorma.**

Kuormahuippuja jakavan työkalun vaikutus havaitaan kuvassa 40. Oikeanpuoleisessa anturassa mitoittava leikkausvoima on tasan jakautuneempi kuin kuvan vasemman puoleisessa anturassa. Kuormitustasolla 3 kuvan 40 vasemmanpuoleinen kuorma 105 kN/m ja oikeanpuoleinen 61 kN/m. Kuormien jakotyökalu tasoittaa jännityshuippuja ja kuvaa paremmin todellista tilannetta.



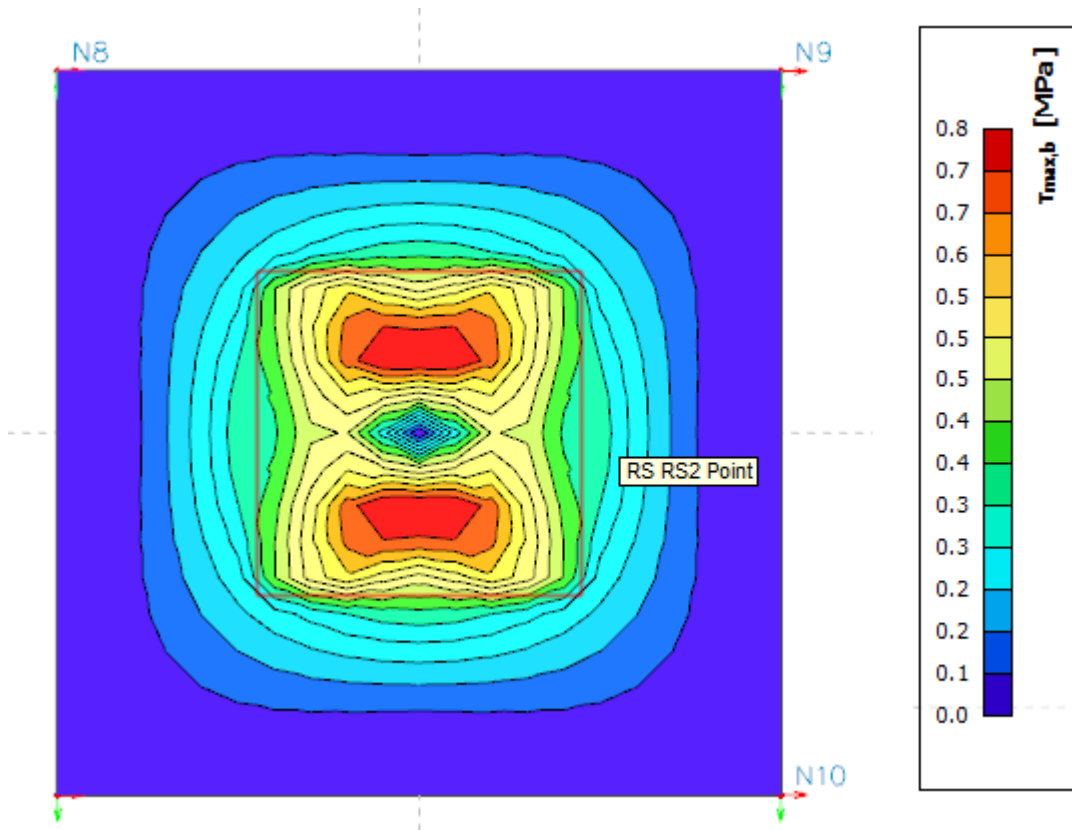
**Kuva 40. Jännityshuippuja tasoittava Averaging strip työkalun vaikutus on merkittävä.**

Leikkausjännitysten jakautuminen FEM-laskennan perusteella anturan korkeudelle  $h = 300$  mm ja kuormitustapaukselle 3 on esitetty kuvassa 41. Kyseessä on keskimääräinen leikkausjännitys anturan korkeus suunnassa. Voidaan kuvan perusteella päätellä, että leikkausjännityksen maksimituloksen sijaitsevan  $0,5 d - d$  päässä pilarin reunasta. Kuitenkin selvästi standardin SFS-EN 1992-1-1 suositellun perustarkastuspiirin  $2 d$  sisäpuolella. Maksimiarvon ollessa  $0,4$  MPa välillä  $0,5 d - d$  ja noin  $0,2$  MPa  $2 d$  kohdalla. Samankaltainen tulos oli havaittavissa kaikissa anturoissa ja kaikilla kuormitustasoilla.



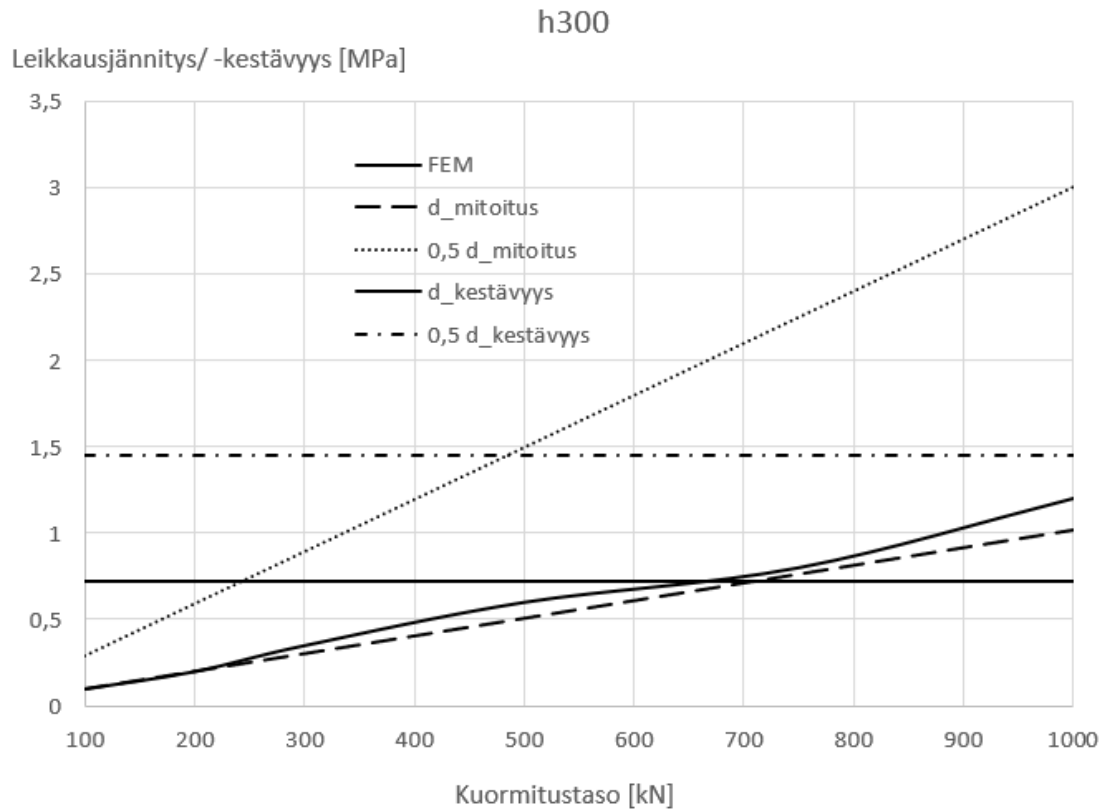
**Kuva 41.** Anturan korkeus  $h=300\text{mm}$  ja kuormitustaso 3. Keskimääräinen leikkausjännitysten jakautumien suunnassa  $t_{xy}$ .

Suurimman leikkausjännityksen voidaan FEM-laskennan perusteella havaita olevan noin  $0,5 d$  päässä pilarin reunassa kuvan 42 perusteella. Kuormitustasolla 3 anturan korkeuden ollessa  $h = 300 \text{ mm}$ , suurin arvo on noin  $0,8 \text{ MPa}$  kuvan 42 perusteella. Kyseessä on keskimääräinen leikkausjännitys anturan korkeussuunnassa. Kuvaan 42 on havainnollistettu karkeasti punaisella neliöllä tarkastelupiiri  $d$ . Lisäksi voidaan havaita kuvasta 43, että FEM-tulos on yhteneväinen laskennan perusteella saatuun jännitykseen. FEM-tarkastelussa havaittiin, leikkausjännitystä ei juurikaan muodostu  $2 d$  päässä pilarin reunasta.



**Kuva 42.** Anturan korkeus  $h=300\text{mm}$  ja kuormitustaso 3. Kuvassa oleva punainen ne-  
liö kuvastaa  $d$  mitan päässä olevaa tarkastelupiiriä.

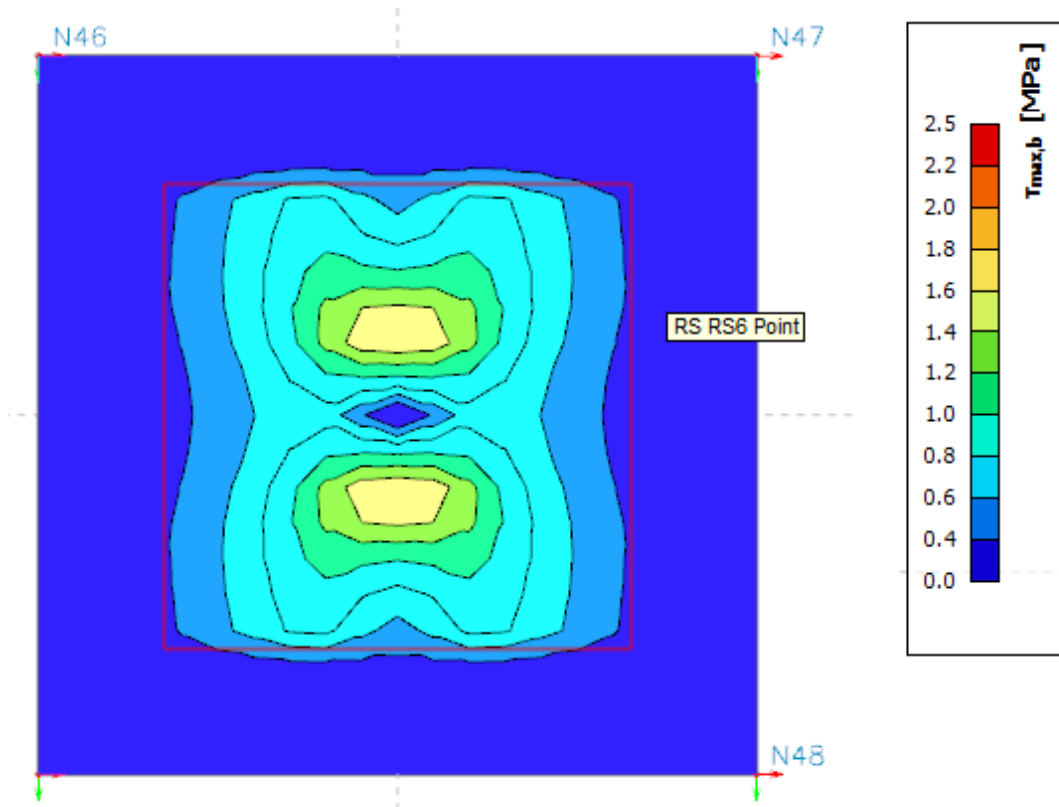
Kuviin 43, 45, 46 ja 47 on merkattu sekä laskennalliset että FEM-analyysin perusteella saadut tulokset eri anturan korkeuksille. FEM-laskennasta saatu jännityksen arvo on keskimääräinen jännitys anturan korkeussuunnassa. Kuvasta 43 voidaan todeta, että laskennalliset tulokset ovat hyvin lähellä FEM-analyysin tuloksia  $d$  mitan päässä pilarin reunasta anturan korkeudella  $h = 300\text{ mm}$ . Ero FEM-tuloksien ja laskettujen mitoitusjännityksien välillä kasvaa anturan korkeuden kasvaessa kuvien 43, 45, 46 ja 47 perusteella. Kuvan 43 tuloksista voidaan todeta, että anturan  $h = 300\text{ mm}$  laskennallinen kestävyys ylittyy  $0,5 d$  päässä pilarin reunasta kuormitustasolla 4 eli  $500\text{ kN}$  pilarikuormalla ja  $d$ :n päässä kuormitustasolla 5 eli  $750\text{ kN}$ . Verrattaessa kuvan 43 tuloksia kuvasta 37 (kappale 7.2) saataviin tuloksiin havaitaan, että RakMK B4 [20] mukainen kestävyys on noin  $500\text{ kN}$  anturan teholliselle korkeudelle  $250\text{ mm}$  eli anturan korkeudelle  $300\text{ mm}$  ja standardin SFS-EN 1992-1-1+NA [5] [18] mukainen kestävyys on noin  $300\text{ kN}$  tarkastelupiirille  $2 d$ .



**Kuva 43. Anturan korkeus  $h = 300$  mm.**

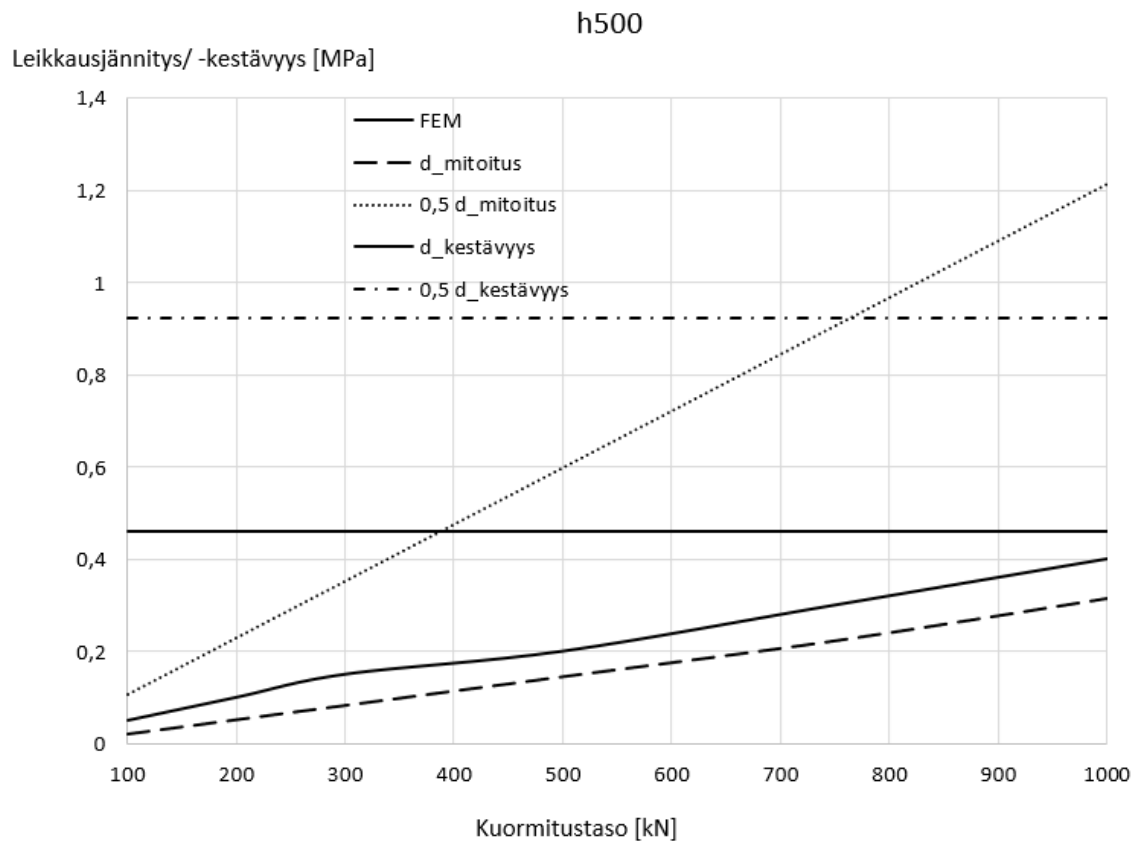
Standardin SFS-EN 1992-1-1 lävistysmitoituksen perustarkastelu piirin suositus arvoksi annetaan  $2 d$ . Lävistyksen aiheuttaa tarkastelupiirin ulkopuolelle jäävä ylöspäin vaikuttava pohjapaine. Toisin sanoen mitä suurempi tarkastelupiiri sitä pienempi leikkausjännityskertymä. Kuvaan 44 on havainnollistettu perustarkastelu piiri  $d$  ja havaitaan, ettei leikkausjännitystä FEM-laskennan perusteella aiheudu tämän piirin ulkopuolelta. Standardin SFS-EN 1992-1-1 [5] mukaan kuvan 44 anturaan ei tarvitsisi tehdä lävistystarkastelua, koska  $2 d$  jää anturan ulkopuolelle. Suurin keskimääräinen leikkausjännitys on FEM-laskennan perusteella noin  $0,5 d$  päässä  $1,4$  MPa ja laskennallinen mitoitusjännitys kuvan 42 perusteella  $0,5 d$  päässä  $1,2$  MPa. Sekä FEM-tulos että laskennallinen mitoitusjännitys ylittävät kestävyuden  $0,5 d$  päässä pilarin reunasta, mikä on  $0,9$  MPa. Jos kuormitusta edelleen kasvatettaisiin, ylittyisi lävistyskestävyys myös  $d$  päässä eikä lävistystä edelleenkään tarvitsisi tarkastella standardin mukaan, koska perustarkastuspiiri olisi edelleen anturan ulkopuolella.





**Kuva 44. Anturan korkeus  $h=500\text{mm}$  ja kuormitus taso 6.**

Kuvan 45 tuloksista voidaan sanoa, että anturan  $h=500\text{mm}$  laskennallinen kestävyys tarkastelupiirillä  $0,5d$  ylittyy kuormitustasolla 5 ja antura kestää yli 1000 kN laskennallisesti tarkastelupiirin ollessa  $d$ . RakMK B4 [20] mukainen mitoitus antaa kuvan 37 (kappale 7.2) perusteella anturan lävistyskestävyydeksi oletetuilla lähtöarvoilla noin 900 kN ja standardin SFS-EN 1992-1-1+NA [5] [18] tarkastelupiirille  $2d$  kestävyudeksi 500 kN. Ongelmana on kuitenkin tarkastelupiiri  $2d$  on anturan ulkopuolella ja lävistystä ei pitäisi tarkastella ollenkaan.

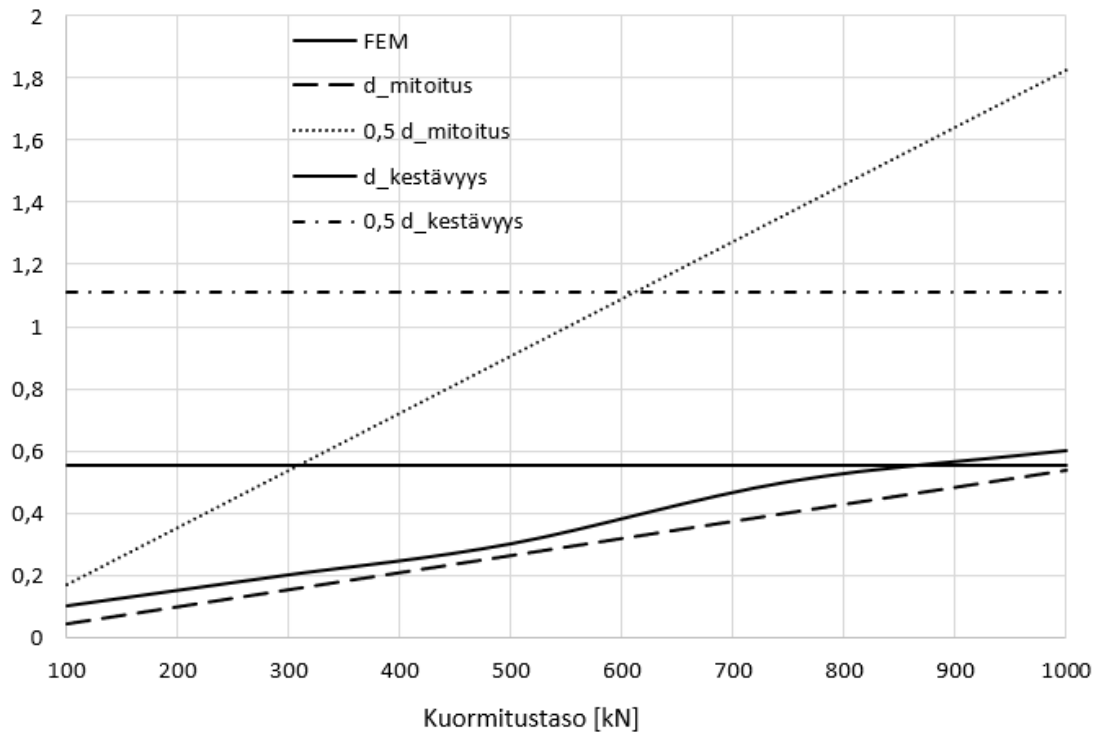


**Kuva 45. Anturan korkeus  $h=500\text{mm}$ .**

Anturan korkeuden ollessa  $h = 400\text{ mm}$  kuvasta 46 havaitaan, että kestävyys ylittyy tarkastelupiirillä  $d$  kuormitustasolla 6 eli 1000 kN ja tarkastelupiirillä  $0,5 d$  kuormitustasolla 5 eli 750 kN. Kun tuloksia verrataan kuvaan 37 (kappale 7.2) havaitaan, että RakMK B4 mukainen mitoitus antaa noin 700 kN kestävyuden samoilla lähtöarvoilla. Todellinen lävistyskestävyys tulisi tarkastaa kuormituskokeilla.

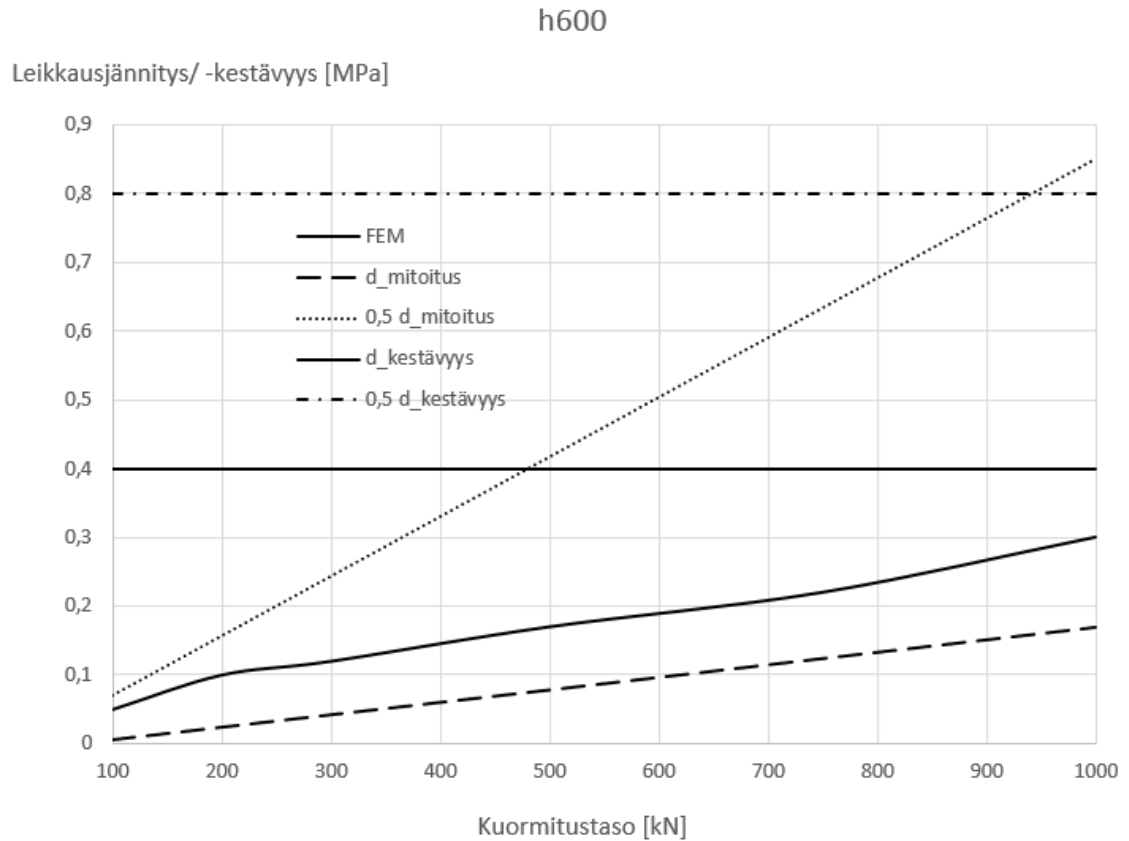
h400

Leikkausjännitys/ -kestävyys [MPa]



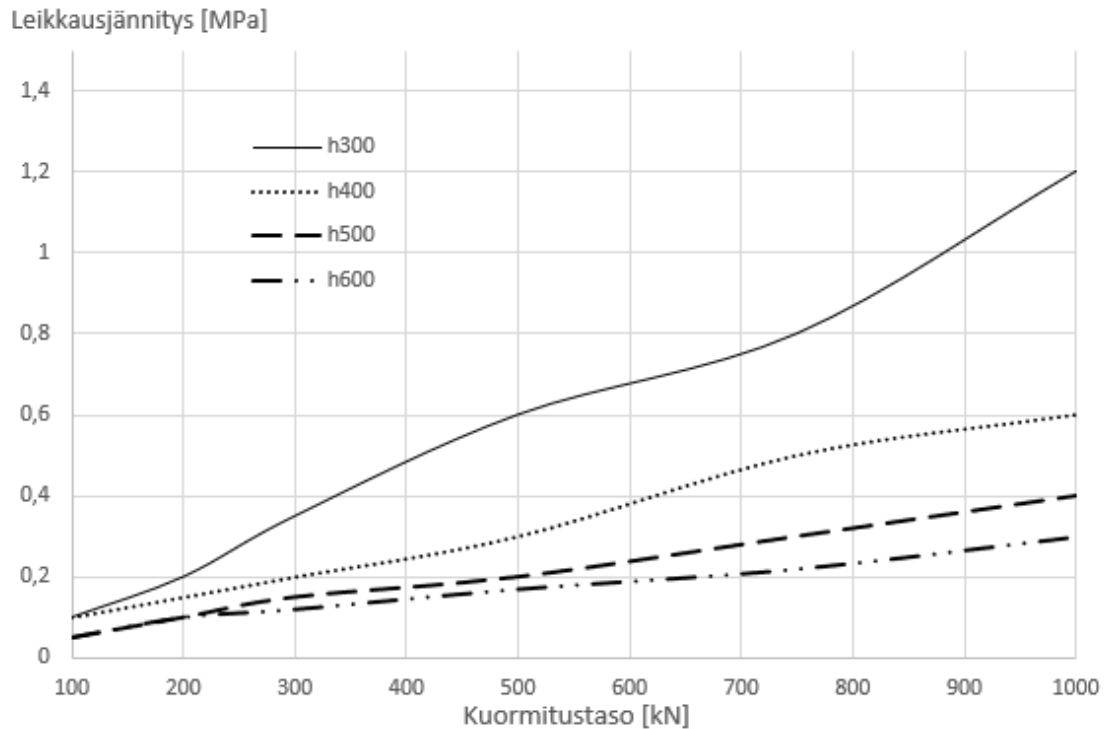
**Kuva 46. Anturan korkeus  $h=400\text{mm}$ .**

Ero FEM-tuloksien ja käsin laskettujen jännitysten välillä on suurimmillaan anturan korkeudella  $h = 600\text{ mm}$ . Ero FEM-tuloksien ja laskettujen välillä on  $0,1\text{ MPa}$  kaikilla kuormitustasoilla kuvan 47 perusteella. Virhe johtuu oletettavasti siitä, että laskennassa käytettiin laattaelementtejä. Tutkimuksen puitteissa ei kuitenkaan pystytty tekemään vertaailua solid-elementti laskelmalla. Muita todennäköisiä virhelähteitä ei keksitty. Kuvasta 47 havaitaan, että anturan laskennallinen kestävyys ylittyy  $0,5 d$  tarkastelupiirillä kuormitustasolla 6.



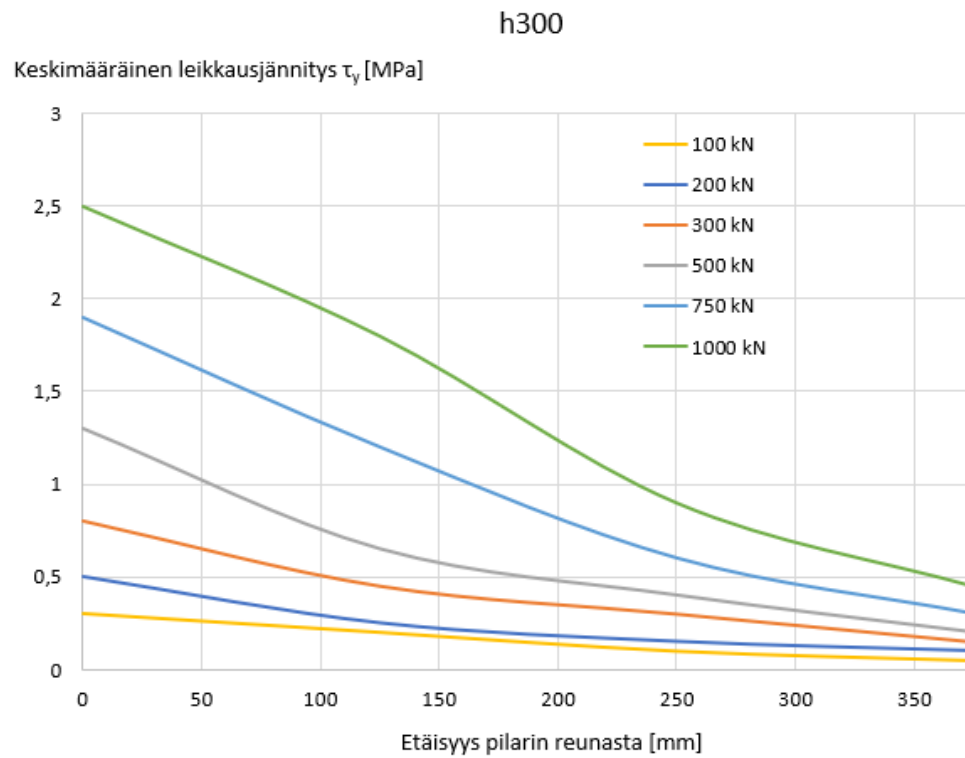
**Kuva 47. Anturan korkeus  $h=600\text{mm}$ .**

Kuvaan 48 on koottu FEM-laskennasta saadut keskimääräiset leikkausjännitykset anturan korkeussuunnassa eri anturakorkeuksille ja eri kuormitustasoille tarkastelupiirille  $d$ . Voidaan havaita, että lävistyskestävyyden ylittyessä leikkausjännityksen arvo alkaa kasvaamaan kiihtyvästi eli kuvaaja jyrkkenee. SCIA Engineer ohjelmalla voitaisiin mitoittaa myös lävistymisen vaatima rauditus tarvittaessa, sitä ei kuitenkaan kokeiltu tämän työn puitteissa.

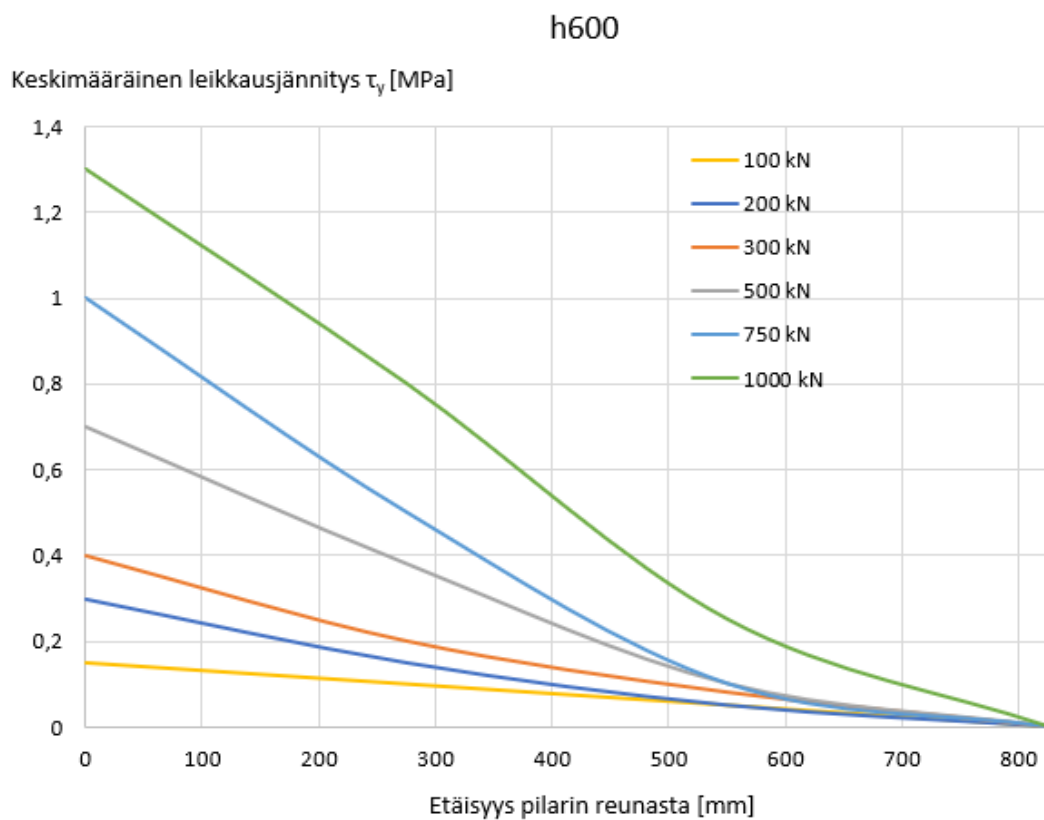


**Kuva 48.** Samaan kuvaajaan koottuna eri kuormitustasoilla SCIA Engineer ohjelmasta saadut keskimääräiset leikkausjännitykset  $d$  päässä pilarin reunasta.

Kuvissa 49 ja 50 on esitetty keskimääräisen  $\tau_y$  leikkausjännityksen kehittyminen FEM-laskennan perusteella anturan korkeuksilla  $h = 300$  mm ja  $h = 600$  mm. Kuviin 49 ja 50 on merkattu jännityksen kehittyminen pilarin reunasta  $1,5 d$  mitan päähän. Koska kuormitus on symmetrinen, on keskimääräinen  $\tau_x$  leikkausjännitys samansuuruinen. Voidaan havaita molemmista kuvista 49 ja 50, että keskimääräinen leikkausjännitys  $\tau_y$  leikkausjännitys pienenee nopeasti etäisyyden kasvaessa pilarin reunasta. Anturan korkeudella  $h = 600$  mm voidaan todeta, että keskimääräinen leikkausjännitys  $\tau_y$  on lähes 0 MPa etäisyydellä  $1,5 d$  pilarin reunasta.



**Kuva 49.** Anturan korkeus  $h = 300$  mm keskimääräinen leikkausjännitys  $\tau_y$ .



**Kuva 50.** Anturan korkeus  $h = 600$  mm keskimääräinen leikkausjännitys  $\tau_y$  kehittymisen.

FEM-analysoinnissa havaittiin, että alustaluvun muutos ei vaikuttanut kuin siirtymien suuruuteen. Mitoittavan leikkausvoiman suuruuden tai sen jakautumisen ei havaittu muuttuvan, vaikka alustalukua muutettiin todella suureksi tai todella pieneksi.

Lyhyt virhearviolista tähän tutkimukseen sisällytetystä FEM-analysoinnista

- käytettiin laattaelementtejä, solid-elementit antaisivat tarkemmat tulokset ja paremmat tulokset
- käyttäjän kokemattomuus
- vertailulaskelmaa toisella FEM-ohjelmalla ei tehty
- malli on todella yksinkertainen, ei huomio momentin ja pilarinjäykkyyden vaikutusta
- raudoituksen vaikutusta ei huomioitu
- anturoita ja kuormitustasoja liian vähän FEM-analyysissä isompien johtopäätösten tekemiseen.

## 7.4 Johtopäätökset lävistymisestä

Kappaleissa 7.2 ja 7.3 tehtyjen vertailulaskemien ja FEM-laskentojen perusteella voidaan todeta, että edelleen on turvallisempaa käyttää RakMK B4 mukaista lävitysmitoitustapaa. Tiedetään, että standardi SFS-EN 1992-1-1 tulee päivittämään lävistysmitoituksen osalta lähivuosina, joten edelleen voidaan virheellisesti käyttää kumottua varmalle puolelle johtavaa mitoitustapaa lävistyksen osalta. Standardin SFS-EN 1992-1-1+NA (Suomen kansalliset liitteet) mukainen mitoitus johtaa kyllä pienempiin lävistyskestävyysiin, mutta perustarkastelupiirin ollessa  $2d$  ei lävistävää pohjapainetta kerry useissa mitoitustapauksissa olleenkaan.

FEM-tarkasteluiden ja Josef Heggerin tuloksien välillä havaittiin olevan yhteys. FEM-laskennoissa havaittiin lävistyksen maksimiarvon sijaitsevan  $0,5d$  päässä pilarin reunasta ja Hegger ehdottaa tutkimuksiensa mukaan uudeksi tarkastelupiiriksi  $0,5d$ .

## 8. YHTEENVETO

Maanvaraisen pilarianturan mitoitus koostuu geoteknisen kantavuuden määrittämisestä sekä sen perusteella valitun antura koon rakenneteknisistä tarkasteluista. Olennaisena osana geoteknisiä tarkasteluita on myös painuman arvioiminen ja laskeminen, mutta se rajattiin tämän työn ulkopuolelle. Yhteenvetoon on koottu työn kannalta oleelliset johtopäätökset sekä mahdolliset lisätutkimustarpeet.

Eurokoodin mukainen geotekninen mitoitus on haasteellista siinä mielessä, että se vaatii paljon tietämystä ja kokemusta suunnittelijalta tuloksien tulkinassa. Epävarmuus maaparametrien määrittämisessä johtaa ylimitoitukseen tai pahimmillaan alimitoitukseen, jolloin anturoiden riittävästä geoteknisestä kantavuudesta ei voida olla enää varmoja. Vanhoissa RakMK mukaisissa mitoitusohjeissa oli selkeät kertoimet, joilla esimerkiksi kerroksellisen maapohjan huomioidaan eli heikennetään vain keskimääräistä lujuutta. Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa lujuusominaisuudet pitää määrittää joka kerrokselle erikseen.

EQU-rajatilan tarkastelun ohjeistuksen havaittiin muuttuneen usein ja nopealla aikataululla. Tämä kertoo, että tuloksista ei olla oikein varmoja ja lisätutkimuksia olisi hyvä suorittaa. Riittävän varmuuden osoittaminen tässä rajatilassa on tärkeää, sillä se tulee usein mitoittavaksi kevyissä mastojäykistetyissä kehärakenteissa. Työssä havaittiin, että nykyisin EQU-rajatilan määrittäminen murskekerroksen varaan perustettaessa tehdään suoraan eurokoodin mukaisesti. Kertauksena tässä vielä, että rajatilassa maapohjan ja materiaalien lujuuksissa ei ole merkitystä eli maan ei oletta murtuvan vaan antura kääntyy nurkkapisteensä ympäri. Kuitenkin epäkeskisyyttä on syytä rajoittaa, jottei kaatuminen missään tapauksessa pääse syntymään. Asetettaessa epäkeskisyyden maksimiarvoksi  $1/3$  perustuksen leveydestä voidaan olla varmoja, ettei kaatumista pääse tapahtumaa.

Työssä havaittiin, että pilarianturan lävistysmitoitus ei ole kovinkaan yksiselitteistä päivittäisen suunnittelutyön kannalta. Analyttisessä laskennassa ei saisi olla oikeastaan taulukkoarvoja tai käyrästöistä luettavia arvoja vaan kaikki arvot olisi hyvä olla kaavamuo-toisia, jolloin laskennan ohjelmointi automaattiseksi olisi helpompaa. Nykyinen standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen lävistysmitoitus on kohtuullisen työlästä ja vaikeaselkoista. Voidaan todeta, että Josef Heggerin huomiot ja parannusehdotukset olisivat hyviä, sillä ne yksinkertaistaisivat mitoitusta sekä toisivat tulokset varmemmalle puolelle. Tällä hetkellä tarkastuspiiri 2 d johtaa useissa mitoitus tapauksissa siihen, ettei lävistyskuormaa muodostu laskelmien mukaan ollenkaan. Vertailulaskemien perusteella voidaan todeta, että kirjan by211 mukaista mitoitus tapaa ei kannata käyttää, sillä se johtaa liian positiivisiin lopputuloksiin. Tutkimuksen puitteissa ei pystytty tekemään kuormituskokeita, joilla voitaisiin tarkistaa mitoitus tapojen ja laskennallisten tuloksien oikeellisuutta. Eikä kirjallisuudesta löytynyt vastaavia kuormituskokeita. Työssä tehtyjen FEM-tarkasteluiden ja



Heggerin tuloksien välillä havaittiin olevan yhteys. Hegger ehdottaa tutkimuksissaan tarkastelupiiriksi  $0,5 d$  ja FEM-tarkasteluissa havaittiin lävistyksen maksimiarvon sijaitsevan juuri  $0,5 d$  päässä pilarin reunasta.

Lävistysmurto on äkillinen, eikä se varoita itsestään kuten esimerkiksi normaaliraudoitettun palkin taivutusmurto. Tämän perusteella lävistysmitoituksen tulee ehdottomasti olla varmallalla puolella. Vaikka anturan mitoitus suoritettaisiin muuten standardin SFS-EN 1992-1-1+NA (Suomen kansalliset liitteet), voidaan lävistysmitoitus suorittaa standardista poiketen kumotun RakMK osan B4 mukaisesti. Tuloksien on havaittu johtavan varmalle puolelle, joten mitoituksen voidaan katsoa olevan kunnossa. Tiedossa on, että lävistysmitoitus tulee muuttumaan eurokoodien päivittyessä. Päivityksiä odotellessa voidaan kuitenkin edelleen käyttää yksinkertaisempaa ja varmallalla puolelle johtavaa mitoitusmenetelmää.

## LÄHTEET

- [1] FINLEX ® - Ajantasainen lainsäädäntö: Maankäyttö- ja rakennuslaki 132/1999, 1999. Saatavilla: <https://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/1999/19990132#L17P117>. (viitattu 7.2.2018)
- [2] FINLEX ® - Säädökset alkuperäisinä: Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014, 2014. Saatavilla: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>. (viitattu 7.2.2018)
- [3] SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2006, 185 p.
- [4] SFS-EN 1997-1. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS, 2014, 163 p.
- [5] SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2015, 218 p.
- [6] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Pohjarakenteiden suunnittelu, Ympäristöministeriö, 2018, 45 p.
- [7] RIL 207-2009, Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 2009, 244 p.
- [8] Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 21.4.2017 Liikenneviraston ohjeita 13/2017, Liikennevirasto, 2017, pp. 165.
- [9] Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 7.11.2013 Liikenneviraston ohjeita 35/2013 (ei voimassa), Liikennevirasto, 2013, pp. 142.
- [10] Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 28.12.2010 Liikenneviraston ohjeita 32/2010 (ei voimassa), Liikennevirasto, 2010, pp. 126.
- [11] Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 10.6.2011 Liikenneviraston ohjeita 12/2011 (ei voimassa), Liikennevirasto, 2011, pp. 133.
- [12] Varmuuden kohdentaminen tukiseinien mitoituksessa, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 7/2016, Liikennevirasto, 2016, pp. 78.
- [13] R. Jääskeläinen, Pohjarakennuksen perusteet, Tammertekniikka, 2009, 233 p.

- [14] RIL 207-2017, Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 2017, 246 p.
- [15] Pohjanrakennusohjeet sillansuunnittelussa, Tielaitos, Helsinki, 1999, pp. 72.
- [16] RIL 157-2 Geomekaniikka: 2&nbsp; Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 1990, 433 p.
- [17] SFS-EN 10080, Hitsattavat betoniteräksiset, yleiset vaatimukset, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2005, 109 p.
- [18] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betonirakenteet, Ympäristöministeriö, 2016, 35 p.
- [19] P. Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 -osa 1, by 211, Suomen betoniyhdistys ry, 2013, 251 p.
- [20] RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje by61, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Suomen betoniyhdistys ry, 2011, 152 p.
- [21] P. Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 -osa 2, by 211, Suomen betoniyhdistys ry, 2015, 215 p.
- [22] Commentary Eurocode 2, European Concrete Platform ASBL, 2008, pp. 168.
- [23] J. Hegger, Current state of progress of CEN/TC/SC2/WG1/TG4, RWTH Aachen University Institute for Structural Concrete, 2014, 10 p.

PILARIANTURA

Kohde

Sijainti

Tunnus

Seuraamusluokka

Luotettavuusluokka

Geotekninen luokka

Mitoitustapa

ANT-1

mod-1-A

ANT-1

CC2

RC2

GL2

DA2

K<sub>F</sub>=1

Muuta näitä

Perustiedot

maan tehokas kitkakulma  $\phi'$   
perustuksen pohjan kaltevuus  $\alpha$   
tehokas koheesio  $c'$   
Perustamissyvyys D

Maan tehokas tilavuuspaino D:n alapuolella  $\gamma'$

Kerros 1

32 deg  
0 deg  
0 kPa  
0,5 m  
18 kN/m3

Lattian paksuus

Lattian hyötykuorma

Täytön paksuus

Tiivistetyn täytön paino

0 mm  
0 kN/m2  
0 mm  
0 kN/m3

Pilarin sivumitta c1 (suunta B)

Pilarin sivumitta c2 (suunta L)

Pilarin korkeus

Tai ohjelmasta saatu epäkeskisyy

380 mm  
380 mm  
3 m  
0 mm

Anturan mitat

Leveys B

Pituus L

Paksuus h

Perustuksen ja maan välinen kitkakerroin

1,5 m  
1,5 m  
0,3 m  
1

Pilarilta tulevien kuormien lisäksi on huomioita muun muassa sokkelilta tulevat kuormitukset ne voivat olla tukevia tai kaatavia riippuen kuormitusyhdistelmästä.

Sokkelilta tulevien kuormien momenttivarsi on sokkelin painopisteen etäisyys pilarin keskipisteestä.

KY1= suurin pystykuorma, pysyvät kuormat epäedullista=osavarmuus luku **1,15**  
 KY2= suuri pystykuorma ja suuri momentti, pysyvät kuormat epäedullista=osavarmuus luku **1,15**  
 KY3= pienin pystykuorma ja suurin momentti, pysyvät kuormat epäedullista=osavarmuus luku **1,15**  
 KY4= suuri pystykuorma ja suuri momentti, pysyvät kuormat EDULLISTA=osavarmuus luku **0,9**  
 KY5= pienin pystykuorma ja suurin momentti, pysyvät kuormat EDULLISTA=osavarmuus luku **0,9**  
 KY6= yhdistelmä 6.10a  
 KY7=kuormitustapaus EQU  
 KY8=pitkäaikaaisyhdistelmä (käyttörajoitilatarkasteluita varten)

Osavarmuudet	
Pysyvät	Muuttuvat
1,15	1,5
1,15	1,5
1,15	1,5
0,9	1,5
0,9	1,5
1,35	0

OSAVARMUUDET KOHDISTETTUNA

KY1	KY2	KY3	KY4	KY5	KY6	KY7[EQU]	KY8 [SLS]
50	0	0	0	0	0	30	20
4	0	0	0	0	0	5	3
1	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	20	10
2	0	0	0	0	0	0	0

**Pystykuorma V** kN  
**Vaakakuorma H suunnassa B** kN  
 Vaakakuorma H suunnassa L kN  
**Momentti B (L-akselin ympäri)** kNm  
 Momentti L (B-akselin ympäri) kNm

Päsuunnat tummennettu

Geotekniset rajatilat STR/GEO

Kantokestävyys	$\frac{R_k}{A'} =$	361	kN/m <sup>2</sup>
	$\frac{R_d}{A'} =$	233	kN/m <sup>2</sup>
osavarmuus	$R_k =$	311	kN
1,55	$R_d =$	200	kN
Kuormat	$E_d =$	69	kN

Käyttöaste kantokestävyys

22 %

Liukuminen

osavarmuus	$R_d =$	39	kN
1,1			
Kuormat	$H_d =$	4	kN

Käyttöaste liukuminen

10 %

Rajatila EQU

Epäkeskisyyden maksimiarvo suunnassa B	560 mm
Epäkeskisyyden maksimiarvo suunnassa L	560 mm
Epäkeskisyyden maksimiarvo suunnassa B	492 mm
Epäkeskisyyden maksimiarvo suunnassa L	0 mm

Epäkeskisyyden maksimiarvoa ei ylitetä kummassakaan suunnassa

Kaatavat momentit suunnassa B (*L-akselin ympäri*)  
Kaatavat momentit suunnassa L (*B-akselin ympäri*)  
Pystyssä pitävät momentit suunnassa B (*L-akselin ympäri*)  
Pystyssä pitävät momentit suunnassa L (*B-akselin ympäri*)

22,25 kNm  
0 kNm  
34 kNm  
34 kNm

Käyttöaste kaatuminen (suunta B)  
Käyttöaste kaatuminen (suunta L)

66 %

Rakennetekninen mitoitus

Näitä muutetaan		Poikkileikkaus on	tasapainoraudoitettu	$\mu \leq \mu_{bd}$ $\omega_B < \beta_{bd}$
		Raudoitus	myötää murtorajatilassa	
Materiaaliominaisuudet				
Betoni	C30/37			
Sementtityyppi	N			
Osavarmuusluku (ULS)	1,5			
Rasitusluokka	XC2			
Betonipeite alapinnassa	40 mm			
Betonipeite sivupinnassa	30 mm			
Teräs	A500HW/B500B			
Osavarmuusluku (ULS)	1,15			

Taivutusmitoitus

Alapinnan B suuntainen raudoitus		T 12	k	150
Alapinnan L suuntainen raudoitus		T 12	k	150
B-suuntainen raudoitus	kpl	10	T 12	
L-suuntainen raudoitus	kpl	10	T 12	

**Vaadittu raudoitusala suunnassa B**

$\max(A_{s,min}, A_{s,vaad}) =$	573 mm <sup>2</sup>	Vähimmäisraudoitusala määräävä
Toteutunut $A_s =$	1131 mm <sup>2</sup>	
Käyttöaste taivutuksen suhteen suunta B $\frac{M_{Ed,B}}{M_{Rd,B}} =$	16 %	

**Vaadittu raudoitusala suunnassa L**

$\max(A_{s,min}, A_{s,vaad}) =$	546 mm <sup>2</sup>	Vähimmäisraudoitusala määräävä
Toteutunut $A_s =$	1131 mm <sup>2</sup>	
Käyttöaste taivutuksen suhteen suunta L $\frac{M_{Ed,L}}{M_{Rd,L}} =$	17 %	

**Ankkurointi**

Tartuntaolosuhteet hyvät $\eta_1$	1	
Suunta B pystyleikkauksen ankkurointi	OK	
Suunta L pystyleikkauksen ankkurointi	OK	
Vinon leikkauksen ankkurointi suunta B	OK	
Vinon leikkauksen ankkurointi suunta L	OK	



**Läivitysmitoitus RakMK B4 mukaisesti**

Läivistyskuorma 25 kN

Kestävyys ilman raudoitusta 547 kN

Käyttöaste ilman raudoitusta  $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 5 \%$

Läivistysraudoitus muodostetaan joko umpihaaista tai ylös taivutetuista tangoista.  
Läivistysraudoituksen ja tason välinen kulman vähimmäisarvo on 30° ja enimmäisarvo 90°

Raudoituksen ja tason välinen kulma 30 deg

Vaadittu lävistysraudoitusala  $A_{sw,min} = -744 \text{ mm}^2$

Asennettava raudoitusala  $A_{sw} = 0 \text{ mm}^2$

Ehto:  $0,25V_{Rd,c} + V_{Rd,cs} \leq 2V_{Rd,c}$  OK

Käyttöaste lävistysraudoitettuna  $\frac{V_{Ed}}{0,25V_{Rd,c} + V_{Rd,cs}} = 18 \%$

**Halkaisuvoiman estäminen raudoitusta ei vaadita**

Halkaisuvoiman vaatima teräsala 0 mm2

Valitaan raudoitus	1	T
<b>Toteutuva teräsala on riittävä</b>		<b>50 mm2</b>

## Käyttöraajatila tarkastelut

### Halkeamarajatilain tarkastelu

Virumaluvun määrittystä varten tarvitaan keskimääräinen lämpötila 28 vuorokauden aikana

Laskennallinen virumaluku  $\varphi =$

Lattian hyötykuorman pitkäaikaisuus  $\psi_2 =$

15 °C

1,4

0,3

Tarkista, että arvo on 1...2 välissä

### Halkeamaleveys

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

0,04 mm

### Halkeamaleveyden raja-arvon korotuskerroin

$$K = \frac{c_{true} - c_{dev}}{c_{min,dur}} \leq 1,4$$

1,0

### Raja-arvo valitaan rasitusluokan mukaisesti

$$w_{max} =$$

0,3

### Käyttöaste halkeilun suhteen

$$\frac{w_k}{w_{max} * K} =$$

13 %

### Halkeamaleveyttä ei ylitetä